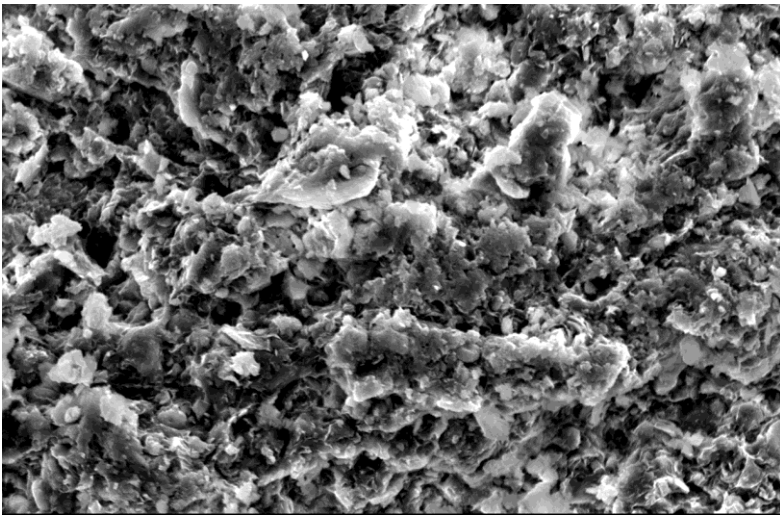




COMPORTAMIENTO VOLUMÉTRICO DE LA MARGA AZUL DEL GUADALQUIVIR ANTE LOS CAMBIOS DE SUCCIÓN



**Tesis Doctoral para acceder al Grado de
Doctor por la Universidad de Sevilla**

Doctorando: Manuel Vázquez Boza

Directores:

Dr. José Luís de Justo Alpañés

Dr. Percy Durand Neyra

*Denle al lector recién desembarcado sano
en este puerto, el Nóbel en agallas...*

Joaquín Sabina

*A Mis Padres, a Maribel y Alicia, a Raquel,
y a mis Directores de Tesis y amigos,
José Luís y Percy*

INDICE

CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

- 1.1- Marco geológico de la Marga Azul del Guadalquivir.*
 - 1.1.1- Geología general del Valle del Guadalquivir.*
 - 1.1.1.1- El Neógeno alóctono de la Depresión del Guadalquivir.*
 - 1.1.1.2- El Neógeno autóctono de la Depresión del Guadalquivir.*
- 1.2- Descripción geotécnica básica de la Marga Azul del Guadalquivir.*
- 1.3- Riesgos naturales y accidentes geotécnicos más reseñables.*
- 1.4- Naturaleza de los suelos parcialmente saturados.*
 - 1.4.1- Origen de los suelos parcialmente saturados.*
 - 1.4.2- Fases que componen un suelo parcialmente saturado.*
 - 1.4.3- Succión. Concepto y aplicación.*
 - 1.4.4- Breve reseña histórica sobre el estudio de los suelos parcialmente saturados.*
- 1.5- Fenómenos deformacionales asociados a los suelos parcialmente saturados.*
 - 1.5.1- Fenómeno de colapso. Descripción y mecanismo.*
 - 1.5.2- Fenómeno de expansividad. Descripción y mecanismo.*
 - 1.5.3- Comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados.*

CAPITULO 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO SOBRE LOS MÉTODOS PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO VOLUMÉTRICO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

- 2.1- Breve resumen de la evolución de los modelos de comportamiento en la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados. Modelos complejos vs. modelos sencillos.*
- 2.2- Evolución histórica de los modelos 1-D para la predicción del cambio de volumen en suelos parcialmente saturados.*
- 2.3- Comportamiento de suelos parcialmente saturados ante ciclos de humectación y secado. Reseña histórica de las investigaciones realizadas.*

CAPITULO 3. PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DE LAS MARGAS AZULES DEL GUADALQUIVIR.

- 3.1- *Propiedades físicas y de estado.*
 - 3.1.1- *Granulometría.*
 - 3.1.2- *Peso específico seco y peso de partículas sólidas.*
 - 3.1.3- *Límites de Atterberg. Plasticidad.*
 - 3.1.4- *Humedad natural.*
- 3.2- *Caracterización de la deformabilidad y expansividad.*
 - 3.2.1- *Criterios indirectos de expansividad.*
 - 3.2.2- *Hinchamiento libre.*
 - 3.2.3- *Presión de hinchamiento.*
 - 3.2.4- *Inundación bajo carga.*
- 3.3- *Mineralogía y microestructura de la Marga Azul del Guadalquivir.*
 - 3.3.1- *Difracción de rayos X. Composición mineralógica de las MAG.*
 - 3.3.2- *Microscopía de barrido electrónico (SEM)*
Macro y microestructura.
 - 3.3.3- *Porosimetría de Intrusión de Mercurio (MIP).*
 - 3.3.4- *Capacidad de intercambio catiónico (CIC).*
- 3.4- *Medida indirecta de la succión en la Marga Azul del Guadalquivir.*
 - 3.4.1- *Papel de filtro. Medida de la succión inicial.*
 - 3.4.2- *Psicrometría de punto de rocío.*
- 3.5- *Curva de retención de la Marga Azul del Guadalquivir. Soil Water-Characteristic Curve (SWCC).*

CAPITULO 4. TECNICAS Y EQUIPOS EXPERIMENTALES UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN.

- 4.1- *Técnicas de aplicación de la succión.*
 - 4.1.1- *Traslación de ejes*
 - 4.1.2- *Membrana de presión. Tiempo de equilibrio.*
 - 4.1.3- *Equilibrio de vapor.*
- 4.2- *Edómetro con control de succión.*
 - 4.2.1- *Evolución y desarrollos.*
 - 4.2.2- *Edómetros usados en los ensayos.*
 - 4.2.2.1- *Edómetro convencional.*
 - 4.2.2.2- *Edómetro UPC con control de succión.*
 - 4.2.2.3- *Célula Rowe para suelos parcialmente saturados.*
 - 4.2.2.4- *Rigidez de los equipos.*
- 4.3- *Montaje experimental.*
 - 4.3.1- *Medida de permeabilidad en célula Rowe.*
 - 4.3.2- *Ensayos edométricos en edómetro UPC con transferencia de vapor.*

CAPITULO 5. MUESTRAS INALTERADAS. PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1- Obtención de muestras.

5.1.1- Ubicación geográfica de las muestras.

5.1.2- Extracción y conservación.

5.1.3- Selección de muestras para la fase experimental.

5.2- Programa experimental.

5.2.1- Edómetro: Ciclos de humectación y secado.

5.2.2- Edómetro: Succión constante, presión vertical variable.

5.2.3- Edómetro: Succión variable, presión vertical constante.

CAPITULO 6. RESULTADOS EXPERIMENTALES

6.1- Resultados experimentales de los ciclos de humectación y secado.

6.1.1- Ensayos CIC-1, CIC-2 y CIC-3

6.1.2- Slickensides. Propagación de grietas por cambios de humedad.

6.2- Resultados experimentales de los ensayos edométricos con control de succión.

6.2.1- Ensayos a succión constante-presión variable (EDO-SUC).

6.3- Resultados del Shrink-Swell Test.

6.4- Modelo para la estimación de deformaciones verticales en la Marga Azul del Guadalquivir.

CAPITULO 7. CONCLUSIONES

CAPITULO 8. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

REFERENCIAS

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

- 1.1- Marco geológico de la Marga Azul del Guadalquivir.*
 - 1.1.1- Geología general del Valle del Guadalquivir.*
 - 1.1.1.1- El Neógeno alóctono de la Depresión del Guadalquivir.*
 - 1.1.1.2- El Neógeno autóctono de la Depresión del Guadalquivir.*
- 1.2- Descripción geotécnica básica de la Marga Azul del Guadalquivir.*
- 1.3- Riesgos naturales y accidentes geotécnicos más reseñables.*
- 1.4- Naturaleza de los suelos parcialmente saturados.*
 - 1.4.1- Origen de los suelos parcialmente saturados.*
 - 1.4.2- Fases que componen un suelo parcialmente saturado.*
 - 1.4.3- Succión. Concepto y aplicación.*
 - 1.4.4- Breve reseña histórica sobre el estudio de los suelos parcialmente saturados.*
- 1.5- Fenómenos deformacionales asociados a los suelos parcialmente saturados.*
 - 1.5.1- Fenómeno de colapso. Descripción y mecanismo.*
 - 1.5.2- Fenómeno de expansividad. Descripción y mecanismo.*
 - 1.5.3- Comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados.*

1.1- Marco geológico de la Marga Azul del Guadalquivir.

1.1.1- Geología general del Valle del Guadalquivir.

La Cuenca del Guadalquivir se desarrolla sobre el zócalo Hercínico orientado hacia el Sur-Sureste y sobre una delgada cobertera Mesozoica, que ocupa una amplia zona de varios miles de kilómetros cuadrados y que se extiende desde Cádiz hasta Villacarrillo, Jaén (Tsige, 1999).

Esta cuenca está limitada al Norte por Sierra Morena, perteneciente al macizo Hespérico, y al Sur por las Unidades Béticas, que representan una cadena alpina que se extiende desde Cádiz hasta la costa meridional de la Comunidad Valenciana. El contacto entre ambas formaciones es de origen tectónico. Este conjunto geológico se compone de un sistema de fallas sensiblemente paralelas, que hunden paulatinamente el macizo Hespérico, en forma de horst, hacia el Sur. Estas fallas se datan en la edad alpídica.

Los materiales que caracterizan el macizo Hespérico son precámbricos y paleozoicos. Predominan las rocas cristalinas, filones, cuarcitas, pizarras, areniscas y rocas metamórficas afectadas por la orogenia hercínica. Sobre ello aparece, en forma discordante, un permo-estefaniense. En los terrenos estefanienses se encuentran conglomerados, areniscas y pizarras junto con carbones, mientras que el pérmico viene caracterizado por areniscas, conglomerados y arcillas.

El límite Sur de la cuenca neógena del Guadalquivir está formado por las estribaciones de las cordilleras Béticas, en las cuales, por efecto de los grandes empujes alpinos, existe una gran complejidad tectónica, favorecida por la acumulación de espesores de materiales margo-yesíferos del Trías sobre los que, casi a modo de islotes, se hallan sedimentos jurásicos y cretácicos predominantemente calizos, o paleógenos predominantemente margosos. Sobre este zócalo se asienta el neógeno autóctono de la depresión del Guadalquivir.

Según algunas investigaciones realizadas (Portero y Alvaro, 1984; y Roldán, 1988), la edad de la Depresión se sitúa entre el Tortonense y el Plioceno.

El esquema de la evolución de la Cuenca del Guadalquivir asumido por la mayoría de los investigadores analiza la tectónica de la misma dividiéndola en cuatro etapas que han servido como punto de partida para entender la evolución de la Cuenca en su conjunto (Viguer, 1977).

- La primera fase se desarrolla al final del Mioceno. Se identifica por el hundimiento de la cuenca a causa de la subsidencia del zócalo, con más de 2.000 metros de profundidad, con una importante flexura de dirección Este-Noreste y Oeste-Suroeste que en parte dibuja el contacto del Valle del Guadalquivir y Sierra Morena. Esta fase es la responsable de la instalación de la cuenca.
- La segunda fase sucede en el límite del Mioceno al Plioceno. En ella se produce un reajuste en el borde Norte de la cuenca quedando la subsidencia de la misma paralizada ó haciéndose más débil.
- La tercera fase se produce en el límite Plioceno-Cuaternario y está caracterizada por la formación de una serie de fracturas y fallas, dentro de las cuales tenemos una flexura en dirección Este-Noreste y Oeste-Suroeste que sería paralela a la supuesta falla del Guadalquivir, y otras fallas normales aproximadamente en dirección Norte-Sur (zona de Sevilla).
- La cuarta y última fase tiene lugar durante el Cuaternario antiguo (Villafraniense) en la cual se produce un reajuste del zócalo y con ello el juego de ciertas fallas.

Durante el final del Mioceno y hasta el Cuaternario antiguo, toda la cuenca se deforma en distensión, aunque más acentuada en el borde meridional de la Meseta.

El desarrollo del relleno de la cuenca está íntimamente relacionado con su evolución Neógena, que se caracteriza por diferentes etapas tectónicas y en cierto modo está ligada a la actividad del borde activo de la cuenca, las Cordilleras Béticas.

Los sedimentos que rellenan la Cuenca del Guadalquivir son de edad Neógena, fundamentalmente el Neógeno superior, y están representados principalmente por materiales de ambos bordes de la depresión. Durante el Mioceno inferior y medio, estos materiales presentan importantes intercalaciones de masas Olistostrómicas con escamas y mantos peliculares en contacto mecánico (Perconing, 1964a y 1964b). Durante el Neógeno y el Cuaternario la cuenca se rellena con diversos sedimentos que afloran hasta 800 m sobre el nivel del mar.

Los materiales son principalmente de origen marino y de naturaleza predominantemente clástica, con una potencia que puede sobrepasar los 2000 metros, distribuidos de forma bastante asimétrica dentro de la cuenca. Aún en su parte baja se

depositan materiales de colmatación que todavía están en proceso de realización (zona de las marismas del Guadalquivir).

En general, los materiales depositados en la cuenca han sido agrupados en dos grandes unidades, la unidad alóctona, correspondiente a los materiales procedentes de otras áreas, y la unidad autóctona, compuesta por materiales de relleno propiamente dichos, formados en la misma Cuenca.

1.1.1.1- El Neógeno alóctono de la Depresión del Guadalquivir.

El alóctono del Neógeno se corresponde con un material de origen sedimentario, generado a través de deslizamientos y constituido por una mezcla caótica de materiales de diversa naturaleza: arcillas, margas, margo-calizas, areniscas, yesos y dolomías, en forma de bloques y de elementos de olistolitos. El tamaño de estos olistolitos suele oscilar entre algunos metros y varios hectómetros cúbicos.. Los materiales son en su mayoría de edad triásica y en menor proporción, cretácica y terciaria. Su origen está asociado a un borde de la cuenca con actividad tectónica de levantamiento, siendo el área fuente de los deslizamientos el frente de las zonas externas de las Cordilleras Béticas. Estos materiales tienen una amplia representación en el borde sur de la cuenca extendiéndose desde las inmediaciones de la Sierra de Cazorla hasta las proximidades de Jerez de la Frontera.

La edad de esta unidad arroja un intervalo de tiempo entre el Langhiense superior y el Serravaliense inferior-medio. La potencia total de esta unidad no sobrepasa los 200 metros, aunque este valor no es fácil estimarlo con alta precisión.

1.1.1.2- Neógeno autóctono de la Depresión del Guadalquivir.

En esta unidad nos encontramos aquellos materiales que han rellenado la cuenca durante el Neógeno y el Cuaternario, incluyendo los sedimentos y terrazas más actuales. Comprende los terrenos pertenecientes al Mioceno y Plioceno.

De muro a techo, la correlación de disposición de materiales se puede resumir en las siguientes unidades:

- Facies del Mioceno transgresivo del borde Norte de la Cuenca del Guadalquivir. Se distribuyen en una pequeña franja a lo largo de la zona nororiental de la Depresión. Los materiales que se disponen en esta serie son conglomerados, formados por abundantes cantos rodados y arenas de tonalidad amarillenta y grises azuladas, y por arenas arcillosas hacia el techo de la formación. Aparecen diseminados por toda la potencia del estrato bioclastos y fósiles, que denotan la procedencia marina de la formación.
- Formación de Arcillas Azules (comúnmente denominadas Margas Azules). Se encuentran dispuestos sobre el material anterior. Se encuentran distribuidas por toda la cuenca del Guadalquivir, abarcando casi todas las provincias de Andalucía. En algunas zonas, reciben nombres más específicos, aunque se correspondan con el mismo material, como puede ser la denominada “Formación Écija”, en Sevilla, o la formación “Arcillas de Gibraleón”, en Huelva. Su disposición es marcadamente horizontal y con una gran continuidad lateral en toda la Depresión. La potencia del estrato es muy elevada y se compone principalmente de una arcilla margosa con tonos grises azulados y verdosos. Cuando hay mucha alteración presenta tonos rojizos provenientes de la formación de óxidos. El espesor de la formación aumenta conforme más al Sur nos encontremos, superando los 1000 metros en algunas zonas de las Marismas del Guadalquivir (Galán y González., 1993). En cualquier caso, y para efectos de obras asociadas a la Ingeniería Civil y la Arquitectura, se puede considerar como un estrato de potencia infinita.
- Formación detrítica y bioclástica (Arenas de Huelva). Se depositan encima de las margas anteriores y tienen una presencia muy constante en todo el Bajo del Guadalquivir. Principalmente son arenas amarillas, con fósiles, areniscas y calcarenitas. Tiene una potencia entre unos 30 y 80 metros.
- Plioceno. Este periodo se caracteriza por la diversidad de materiales que encontramos en él. Eso es motivado porque durante este periodo hay depósitos sedimentarios que se han desarrollado tanto en ambiente marino como en ambiente continental. El depósito marino se encuentra localizado en las proximidades de la provincia de Cádiz y se caracteriza por niveles limosos y

cantos rodados, con presencia de fósiles. El depósito continental aparece en zonas próximas a la provincia de Huelva y está compuesto por arenas más o menos gruesas, gravas, conglomerados y bancos de arcillas con color rojo anaranjado. En este caso las potencias son pequeñas, entre 10 y 30 metros.

- Cuaternario. Es la última etapa geológica considerada, y define la unidad más reciente de todas las expuestas. Forman parte de ella las terrazas fluviales formadas por el río Guadalquivir. Existen al menos siete secuencias de terrazas y habitualmente se dividen en tres subgrupos, las asociadas al cuaternario antiguo, al cuaternario medio y al cuaternario reciente. Estamos hablando de depósitos característicos de sedimentos fluviales: limos y arcillas, cantos rodados y gravas con algunas costras calcáreas.

1.2- Descripción geotécnica básica de la Marga Azul del Guadalquivir.

No entra dentro de los objetivos de esta Tesis Doctoral el estudio en profundidad de las propiedades resistentes de la Marga Azul del Guadalquivir, sino más bien nos centramos en su comportamiento deformacional. A pesar de ello, es necesario indicar, aunque sea de forma breve, una serie de propiedades que influyen enormemente en el comportamiento geotécnico de este material.

La unidad geotécnica de las Margas Azules del Guadalquivir se engloba, tal y como se ha indicado en el apartado anterior, dentro del Mioceno, pudiéndose considerar, a efectos geotécnicos, como un estrato de potencia indefinida.

El techo de esta unidad presenta variaciones locales, incluso en pequeñas distancias horizontales, por ejemplo, en el antiguo pozo experimental realizado en la Alameda de Hércules (Sevilla) para las pruebas de fiabilidad del método constructivo de la antigua Línea 1 del Metro de Sevilla, que consiste en un recinto circular de 25 metros de diámetro realizado en 1974, la aparición del techo de las margas llegaba a presentar variaciones de hasta 4 metros.

Las margas azules como tal, se presentan alternadas con finas capas de limos arenosos y lentejones de marga calcárea muy dura. En general, a la unidad cabe catalogarla como de arcilla margosa, pues siendo el contenido en carbonatos del orden del 25%, nos encontramos en la frontera inferior del valor a partir del cual se suelen denominar con la acepción de margas. De este modo, y estrictamente hablando, se debería hablar de

“arcillas margosas grises azuladas”. Como ya se ha comentado, la coloración gris azulada es consecuencia del ambiente reductor en el que se formaron y se consolidaron. Lógicamente, las zonas alteradas presentan cambios en la coloración, tendiendo a los tonos ocreos o amarillentos motivados por la oxidación de los materiales.

Las propiedades físicas, química, mineralógicas y su comportamiento deformacional son estudiados, con profundidad, en los capítulos 2 y 5 del presente documento.

En cuanto a indicaciones sobre los parámetros y propiedades resistentes, Galera et al. (2009) han realizado 228 ensayos de resistencia a compresión simple (Fig. 1.1) de muestras extraídas de la corta abierta en la mina de cobre Las Cruces (Gerena, Sevilla). Esta mina esta excavada en Marga Azul y llega a profundidades superiores a los 180 metros, encontrándose estratos más superficiales de marga alterada, disminuyendo el grado de alteración conforme aumenta la profundidad.

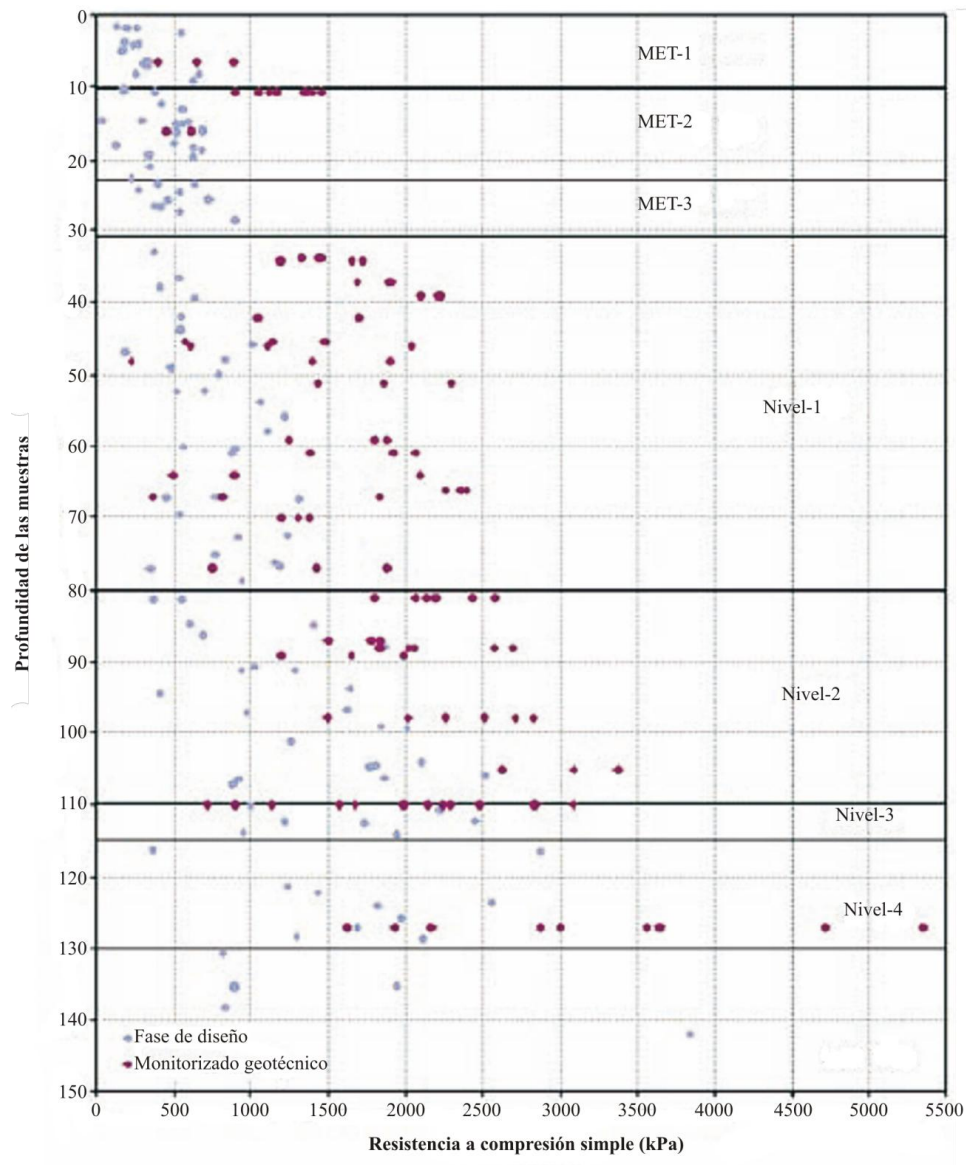


Figura 1.1. Ensayos de compresión simple en Margas Azules del Guadalquivir. Galera et al. (2009).

Los valores de resistencia a compresión simple oscilan entre 250 y 3600 kPa, siendo la dispersión en los resultados de los ensayos muy amplia. No hay una tendencia suficientemente clara que permita relacionar dicha resistencia con la profundidad. Similares conclusiones, para profundidades menores, se extraen de los ensayos realizados para la construcción de la Línea 1 del Metro de Sevilla y de la investigación realizada por Alonso y Gens (2006a) sobre la rotura de la balsa de residuos mineros de Aznalcóllar, donde se extrajeron muestras de la zona asociada a la superficie de deslizamiento, a una profundidad en torno a los 15 metros, obteniéndose valores de resistencia a compresión simple de 250 a 300 kPa.

Respecto a los parámetros clásicos de resistencia, asociados a un modelo tipo Mohr-Coulomb, han sido varios los autores que han caracterizado, por diversos motivos, este material. En la Tabla 1.1 se incluyen los resultados más importantes arrojados por estas investigaciones.

Tabla 1.1. Propiedades resistentes de las Margas Azules según varias fuentes.

Fuente	Prof. (m)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ϕ_r (°)	I_B (%)
Galera et. Al (2009)	0 - 130	195	20	-	-
Alonso y Gens (2006a)	0 - 75	65	24.1	11	75
Metro de Sevilla	10 - 45	21	30	-	-
Tsige (1999) ^a	8 - 12	33	13	-	77
Tsige (1999) ^b	0.5 - 6	19	8	-	

^a Ensayos realizados a muestras sanas de Marga

^b Ensayos realizados a muestras alteradas de Marga

A nivel resistente, cabe destacar en este material su limitada resistencia a compresión simple, sobre todo en la zona donde presenta más alteración, y su elevada fragilidad, resaltada por el elevado valor que toma el índice de fragilidad I_B (Bishop, 1967) calculado por algunos autores y recogido en la Tabla 1.1.

$$I_B = \frac{\tau_p - \tau_{res}}{\tau_p} \quad (1.1)$$

La curva tensión de corte – desplazamiento horizontal proveniente de un ensayo de corte directo consolidado y drenado, tiene una forma muy característica para el caso de la Marga Azul del Guadalquivir, tal y como se refleja en la Figura 1.2, donde se representa la gráfica de un corte directo consolidado y drenado, a una presión vertical efectiva de 400 kPa, realizado a una muestra proveniente de la cimentación de la presa de residuos de mineral de Aznalcóllar, extraída a una profundidad de 39.2 – 40.1 metros (Alonso y Gens, 2006a).

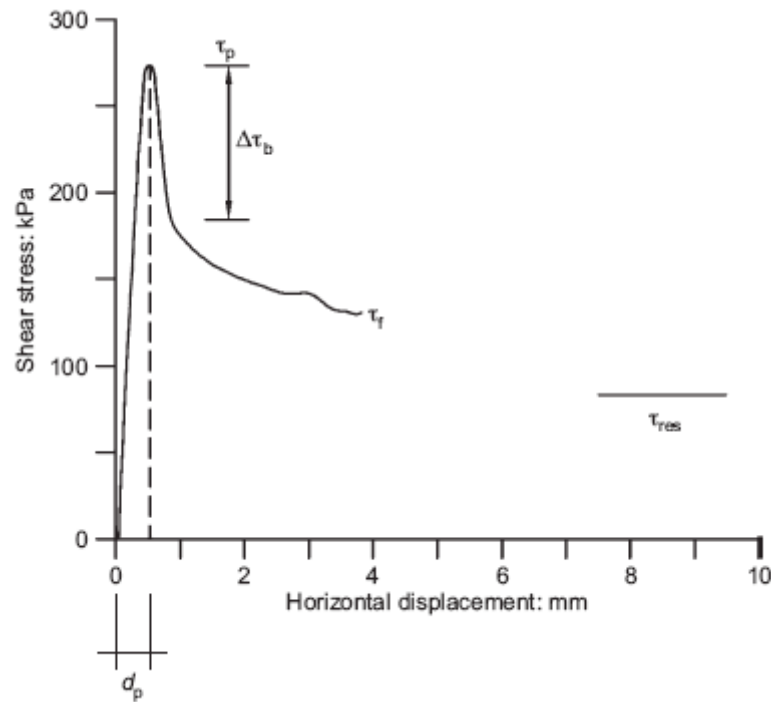


Figura 1.2. Corte directo consolidado y drenado en Marga Azul (Alonso y Gens, 2006a).

En esta figura τ_p es la resistencia pico, τ_f es la resistencia final y τ_{res} es la resistencia residual de la marga. Se denomina δ_p al desplazamiento horizontal necesario para llegar a movilizar la resistencia pico, apreciándose que tiene un valor muy pequeño, en torno a 0.5 – 1 mm, lo que denota, junto con la diferencia entre la resistencia pico y la residual, una enorme fragilidad del material.

Alonso y Gens (2006a) realizan una comparativa entre los índices de fragilidad de varios materiales arcillosos, comprobándose como la Marga Azul del Guadalquivir se encuentra dentro del conjunto de los materiales arcillosos con mayor fragilidad, junto con la arcilla azul de Londres (Fig. 1.3).

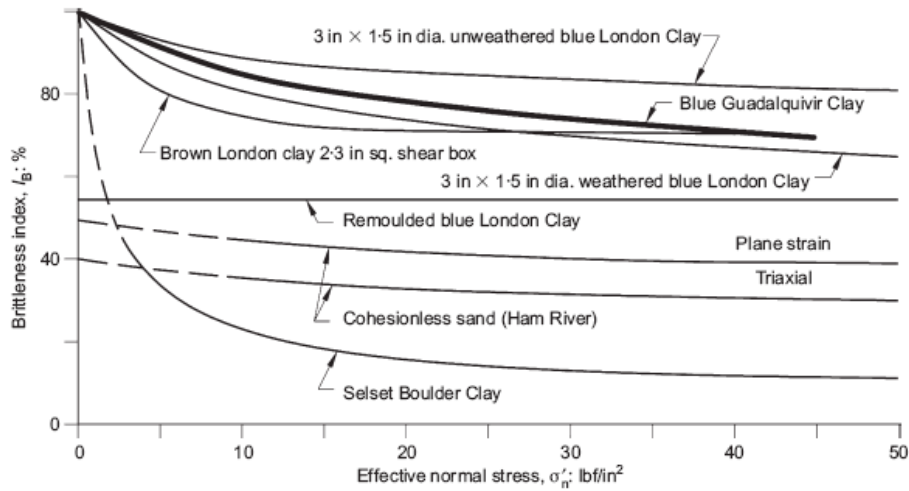


Figura 1.3. Comparación entre índices de fragilidad I_B (Alonso y Gens, 2006a).

La deformabilidad horizontal se puede considerar, dada la existencia de planos de sedimentación con vetas de limos y arenas de menor resistencia, como la representativa de la matriz. La relación entre la deformación horizontal y la vertical (E_h/E_v) es función de la presión aplicada, aunque el rango de valores de 2 a 6 es bastante representativo para este material (Metro de Sevilla, 2008). Galera et al. (2009) analizan numerosos ensayos y extraen una evolución del módulo elástico de la Marga Azul con la profundidad, estableciendo valores medios para cada tramo (Fig. 1.4). Estos valores han surgido de ensayos en laboratorio y presiómetros realizados in-situ en la corta de la mina de Las Cruces. Estos valores coinciden en orden de magnitud con los obtenidos por Alonso y Gens (2006a) de ensayos de compresión triaxial, para profundidades en torno a 15 – 20 metros.

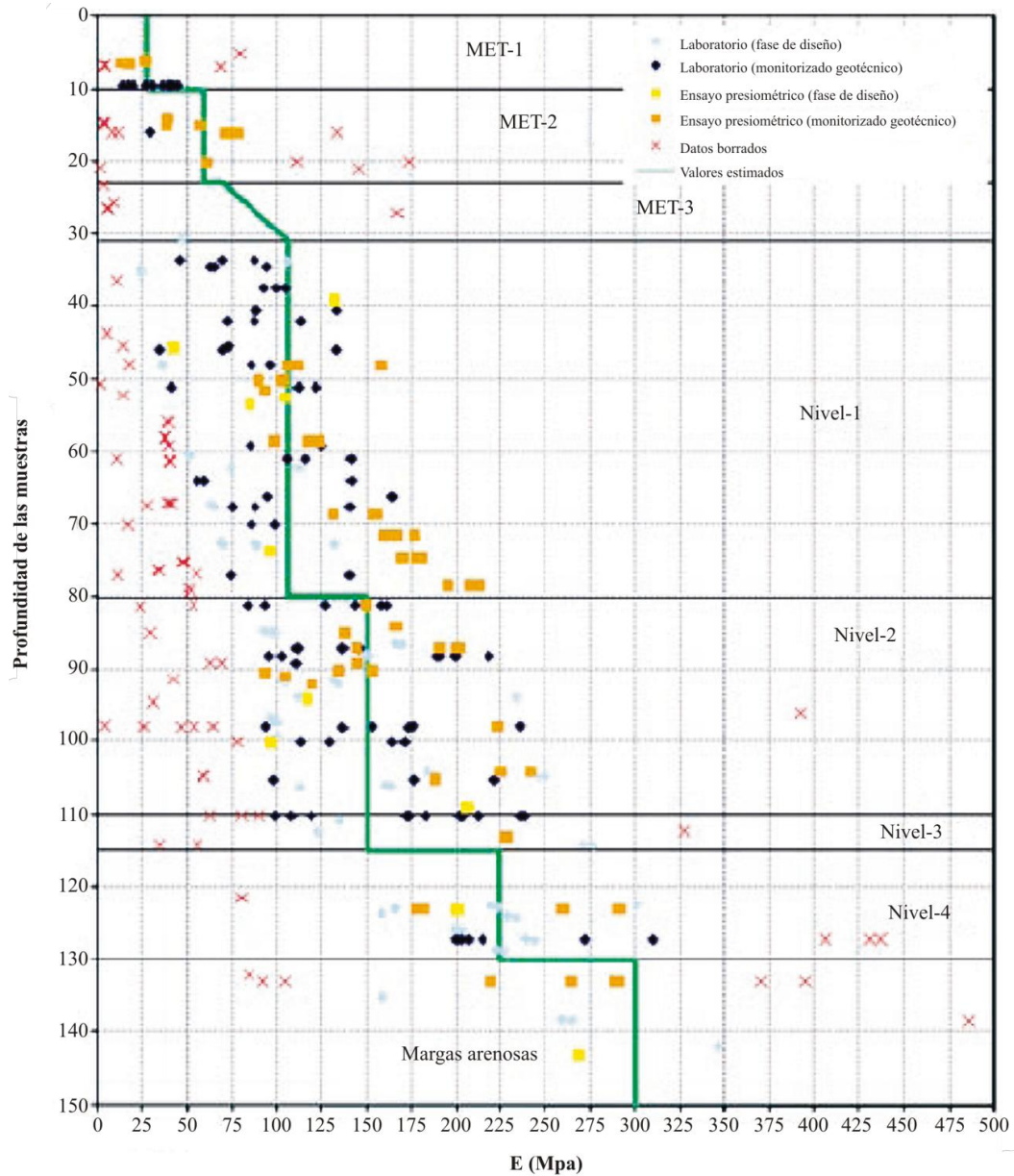


Figura 1.4. Evolución del módulo elástico con la profundidad
(Galera et al., 2009)

Así pues, para el rango de profundidades característico de cualquier obra civil o arquitectónica, se puede considerar como módulos representativos las siguientes horquillas de valores:

Módulo de deformación horizontal:	$200 \text{ Mpa} < E < 600 \text{ Mpa}$.
Módulo de deformación vertical:	$50 \text{ Mpa} < E < 150 \text{ Mpa}$.

1.3- Riesgos naturales y accidentes geotécnicos más reseñables.

La gran extensión que ocupa dentro de la cuenca del valle del Guadalquivir, su potencial expansivo (sobre todo el asociado a las zonas más alteradas y más próximas a la superficie), su elevada fragilidad ante un esfuerzo de corte y su comportamiento altamente inestable ante cambios de humedad en ciclos de humectación y secado hacen que las Margas Azules del Guadalquivir sea uno de los materiales geotécnicamente más problemáticos de toda la península en general, y de Andalucía en particular.

Son numerosos los problemas ingenieriles y accidentes geotécnicos que han ocurrido debido a la presencia de este material.

Históricamente hay numerosos episodios de fallos en construcciones civiles y arquitectónicas, entre los que se pueden reseñar toda la problemática asociadas a la construcción inicial de la Línea 1 del Metro de Sevilla, en torno al año 1974 (Uriel y Oteo, 1976). En la Figura 1.5 se aprecia la extracción de una muestra de bloque de Marga Azul en el fondo del pozo de pruebas que se construyó en la Alameda de Hércules para la antigua Línea 1 del Metro de Sevilla.



Figura 1.5. Bloque tallado de Marga Azul. Pozo de la Alameda de Hércules.
Línea 1 del Metro de Sevilla (Justo, J.L., 1994).

También han surgido muchos problemas de inestabilidades naturales y de taludes artificiales, principalmente durante la construcción de la red de carreteras por el valle del río Guadalquivir, inestabilidades en la N-431 a su paso por la zona de Sanlúcar la Mayor (Figs. 1.6 y 1.7), la necesidad de taludes artificiales muy tendidos para garantizar su estabilidad en la construcción de la Autovía del Quinto Centenario A-49 (Fig. 1.8).

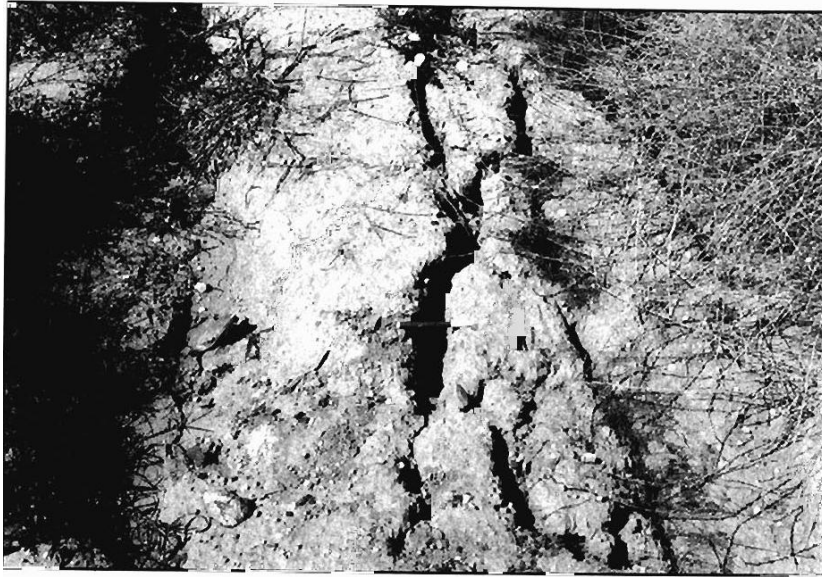


Figura 1.6. Grietas producidas en la coronación de un terraplén de la carretera N-431, en la cercanía de Sanlúcar la Mayor (Sevilla), en la Cuesta de las Doblas (MOPU, 2010a).



Figura 1.7. Deslizamiento circular en las Margas Azules, producido en una ladera de la Cuesta de las Doblas, en las cercanías de Sanlúcar la Mayor. Obsérvese la deformación en el pie de gaviones (MOPU, 2010a).

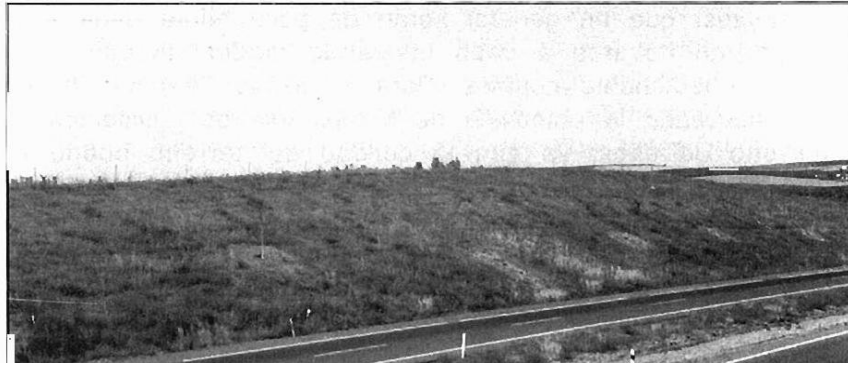


Figura 1.8. Talud de pequeña altura y estable, correspondiente a un desmonte de la Autovía del Quinto Centenario (A-49), localidad de Huévar (MOPU, 2010b).

Generalmente las inestabilidades van acompañadas de movimientos relevantes de materiales, como el deslizamiento de Marga Azul que se muestra en la Figura 1.9, donde se aprecia como los bloques da albero son arrastrados por el deslizamiento en una ladera de Carmona (Sevilla), o el mostrado en la Figura 1.10, en la misma localidad, donde se aprecia el fallo de este material, que tiene como consecuencia la rotura y deslizamiento en una ladera.

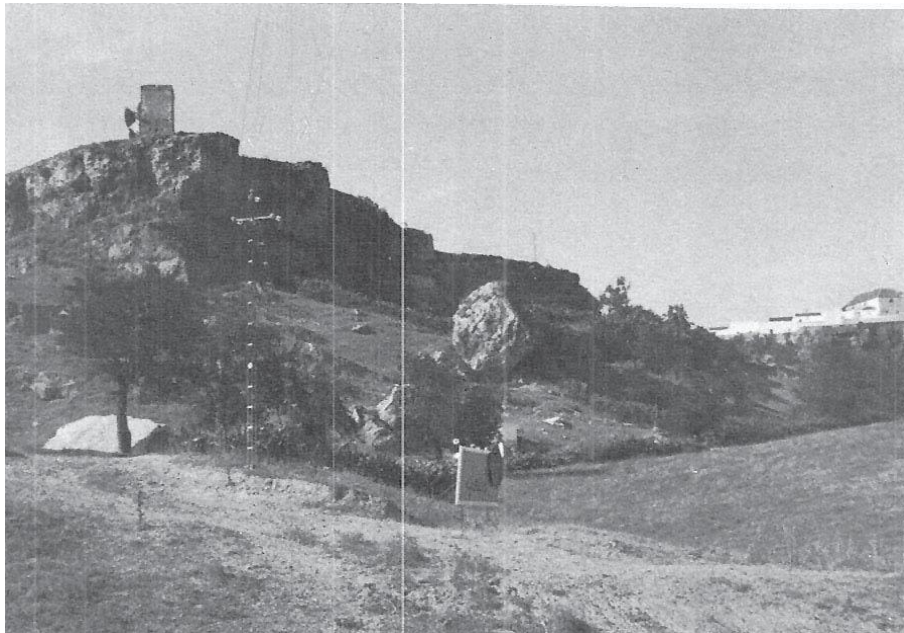


Figura 1.9. Deslizamiento en las Margas Azules que provoca la caída de grandes bloques de albero. Carmona, Sevilla (MOPU, 2010c).

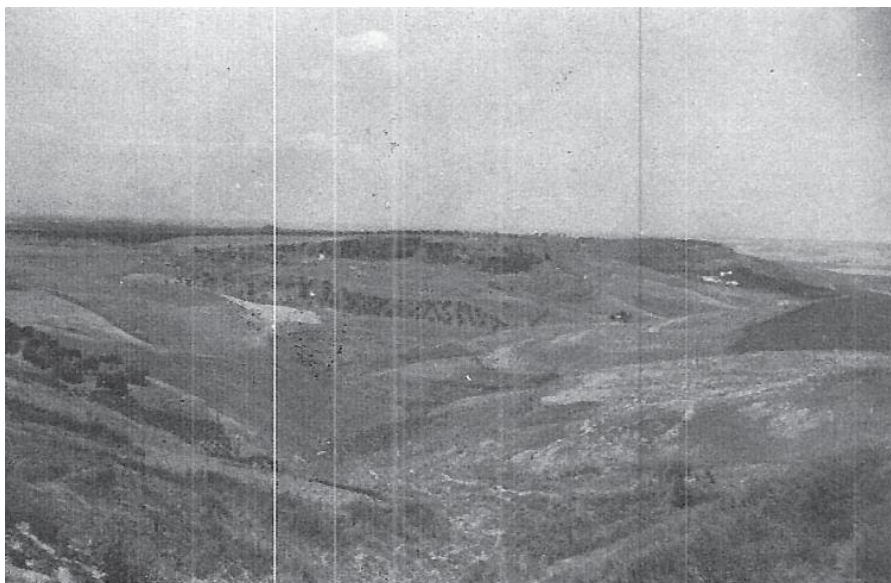


Figura 1.10 Zonas de deslizamientos de las Margas Azules al Norte de Carmona (MOPU, 2010c).

Este material tiene un comportamiento similar en toda la superficie donde se encuentra presente. En la zona más occidental de la cuenca del Guadalquivir también se generan inestabilidades debido a la alterabilidad y el comportamiento frágil de la Margas Azules, tal y como se refleja en el deslizamiento producido en las proximidades de Gibraleón, Huelva (Fig. 1.11).

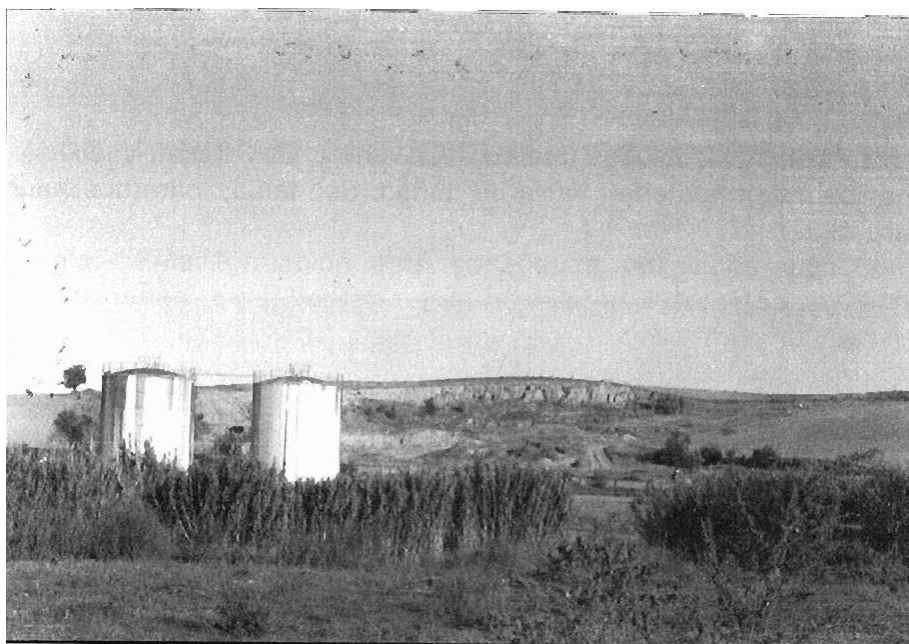


Figura 1.11. Deslizamiento en Marga Azul, en la ladera derecha de la ribera de la Nicoba, cerca de la carretera de Gibraleón a Trigueros (MOPU, 2010b).

En las zonas próximas a Sevilla, las inestabilidades asociadas a este material han ido dibujando el perfil orográfico de toda la geografía. Un deslizamiento muy característico fue el asociado a la margen del cerro de El Carambolo (Justo et al., 1992) donde se encuentra el hermoso jardín botánico de Sevilla (El Arboreto), situado en una terraza plana superior, y que llegó a estar en peligro por dicho deslizamiento (Fig. 1.12)

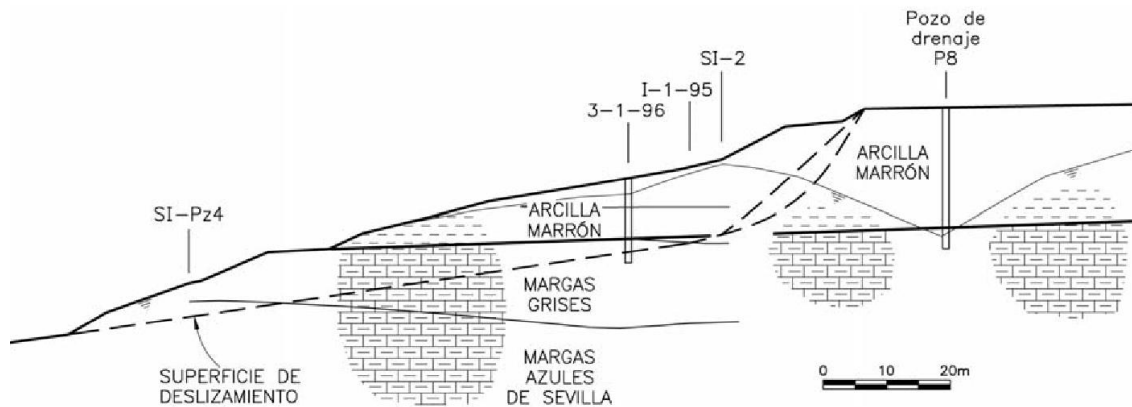


Figura 1.12. Deslizamiento en El Carambolo, Sevilla. (Justo et al., 1992)

El origen de este deslizamiento se asocia a la marga gris y la arcilla marrón que se encuentra en estratos superiores a la marga azul, siendo esta marga gris una alteración de la marga azul, que también presenta un comportamiento de bastante inestabilidad.

Sin lugar a dudas, el mayor desastre provocado por un fallo en la Marga Azul del Guadalquivir se produjo la mañana del 25 de Abril de 1998, cuando la presa de residuos de mineral de Aznalcóllar falló y se desembalsó de forma incontrolada los residuos almacenados, contaminando toda la zona y convirtiendo esa rotura en el mayor desastre ecológico sufrido en Andalucía (Fig. 1.13). El vertido fue de unos 4.5 Hm^3 (3.6 de agua y 0.9 de lodos) y se desbordó sobre las riberas de los ríos Agrio y Guadiamar a lo largo de 40 Km para los lodos y 10 Km más para las aguas, con una anchura media de unos 400 metros. La superficie afectada ha sido de 4,402 hectáreas. Los lodos no llegaron a alcanzar el Parque Nacional del Coto de Doñana, quedando retenidos en sus estribaciones, dentro del Preparque, pero las aguas sí invadieron la región externa del Parque Nacional y desembocaron en el Guadalquivir en el área del Coto de Doñana, y alcanzaron finalmente, ya poco contaminadas, el Océano Atlántico, en Sanlúcar de Barrameda.



Figura 1.13. Rotura de la presa de residuos de Aznalcóllar.

La balsa está apoyada sobre un manto aluvial de escasa potencia, por encima de la Marga Azul del Guadalquivir, que en esa zona tiene una potencia superior a los 60 metros (Alonso, 2005). Tras el desastre, se realizaron sondeos y se extrajeron testigos que denotaron una superficie de rotura en las margas azules, apareciendo en los testigos zonas lisas y estriadas propias de contacto entre las dos caras de un deslizamiento, además de numerosos planos de sedimentación que generan zonas débiles en la marga. Los ensayos indican que el material tiene un comportamiento altamente frágil, movilizándose la resistencia pico en un ensayo de corte directo con movimientos horizontales relativos de 1 mm, cayendo posteriormente a resistencias residuales con ángulos de rozamiento de 11° . El aumento de las presiones intersticiales debido al avance en la construcción del dique, la baja permeabilidad del material (que impide la disipación de dichas presiones), la existencia de planos de sedimentación que generan zonas de debilidad y la elevada fragilidad de la marga, indican que el fallo ha sido motivado por un proceso de rotura progresiva en la Marga Azul del Guadalquivir (Gens y Alonso, 2006a). Cabe destacar que no existe actualmente ningún modelo que permita simular con suficiente precisión el comportamiento frágil de este tipo de materiales (Alonso, 2005).

Un exponente más reciente sobre los problemas de degradación e inestabilidad de las Margas Azules del Guadalquivir lo encontramos en la corta de la mina de Cobre Las Cruces, que es una explotación a cielo abierto localizada en Gerena, provincia de Sevilla y constituye actualmente el mayor proyecto minero de Europa, así como la excavación, a cielo abierto, de mayor profundidad que se ha realizado en las Margas Azules del Guadalquivir. En la Fig. 1.14 se muestra la localización geográfica de la mina, así como el estado en la profundidad de la excavación.

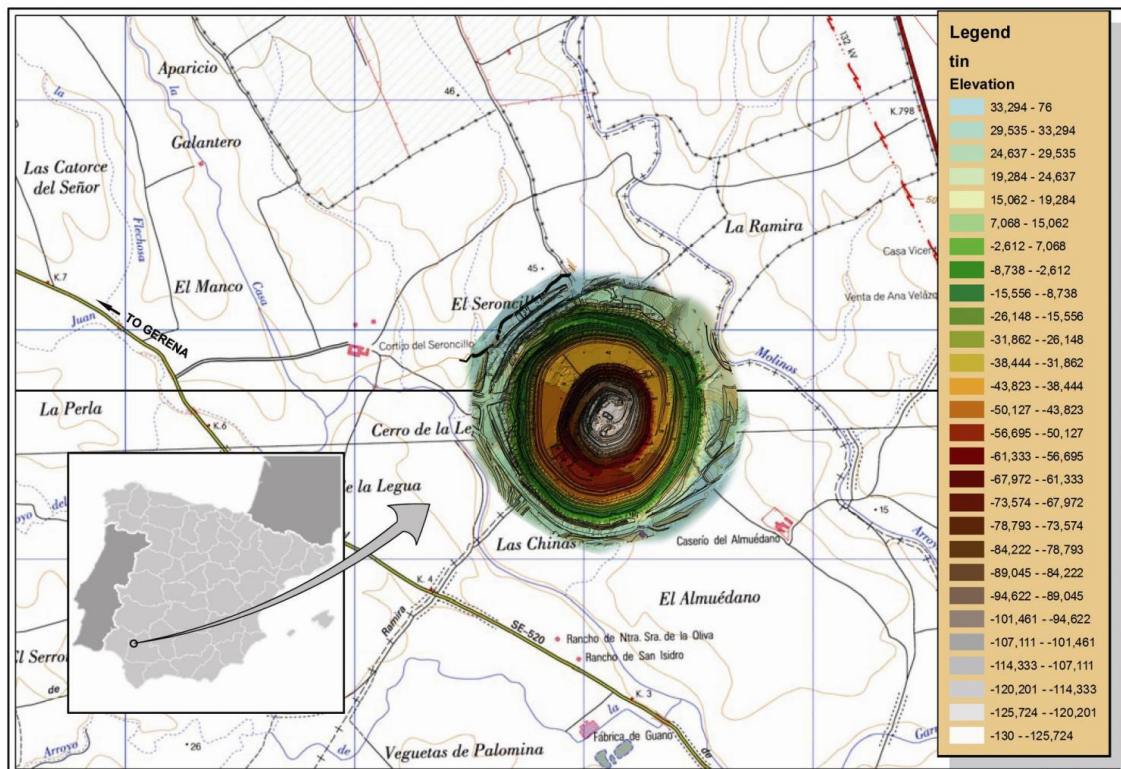


Figura 1.14. Ubicación y estado de excavación de la corta. Galera et al. (2009).

El mineral se encuentra encajado entre rocas volcánicas, metamórficas y sedimentarias del Paleozoico, bajo un recubrimiento Terciario constituido por unos 140 m de Marga Azul del Guadalquivir. Las reservas se han estimado en 17,62 Mt de mineral con una ley de 6,21% de cobre. Las dimensiones de la corta, cuando alcance su mayor desarrollo, será de 1,600 metros de longitud en dirección Este-Oeste, 900 metros de anchura en dirección Norte-Sur y una profundidad máxima de 250 metros. El mineral se acaba encunando en profundidad, por lo que, en un futuro próximo, se prevé la explotación de una pequeña mina subterránea.

Antes de alcanzar la mineralización, es necesario realizar un pre-stripping donde se retira una potencia de 120 a 150 m del recubrimiento constituido por las Margas Azules del Guadalquivir con distinto grado de alteración

Desde el punto de vista geomecánico, estas margas presentan las mismas características que las comentadas en los casos anteriores, una elevada fragilidad, bajos parámetros deformacionales y una baja permeabilidad a pesar de la presencia de discontinuidades. Por esta razón, desde la superficie hasta la cota de -150 msnm, el talud global posee un ángulo medio de 28°, dividido gradualmente en bancos de 10 m altura y 60° de inclinación, exceptuando los dos primeros, en los cuales se ha adoptado una inclinación de 45° (Fig. 1.15).



Figura 1.15. Corta de la mina a cielo abierto Cobre las Cruces. Gerena (Sevilla).

Estos taludes artificiales, si bien no han presentado inestabilidades globales, si han mostrado una enorme degradación conforme la marga ha ido cambiando su contenido de humedad, tras quedar expuesta a la intemperie, así como por la elevada pendiente de los taludes. Esto ha provocado la rotura de las bancadas en las zonas donde ya la explotación ha sido realizada (Fig. 1.16).



Figura 1.16. Degradación de las bancadas de la corta.

En las proximidades a la corta se han sucedido varios deslizamientos en la Marga Azul, que son muy característicos en la zona y, debido al bajo ángulo de rozamiento que presenta el material, han dibujado un entorno predominantemente llano con laderas y colinas muy suaves. En las Figuras 1.17 y 1.18 se muestra un deslizamiento de estas características que se desarrolló cuando se estaban construyendo la escombrera para el material retirado durante la excavación de la corta.



Figura 1.17. Deslizamiento en la Marga Azul del Guadalquivir.



Figura 1.18. Deslizamiento próximo a la escombrera de Cobre Las Cruces.

1.4- Naturaleza de los suelos parcialmente saturados.

1.4.1- Origen de los suelos parcialmente saturados

La distinción básica entre suelo saturado y suelo parcialmente saturado radica en que en el caso de los suelos saturados, el agua llena completamente todos los poros existentes, mientras que en el caso de un suelo parcialmente saturado, estos poros están llenos tanto de agua como de aire, es decir, encontramos en ellos dos fases, la líquida y la gaseosa.

Teniendo en cuenta su origen, los suelos parcialmente saturados pueden ser naturales o artificiales. Los primeros forman el grupo más importante y más estudiado, existiendo en la bibliografía especializada una gran variedad de ejemplos tanto en suelos sedimentarios como en suelos residuales lateríticos y saprolíticos. Los suelos artificiales parcialmente saturados son principalmente usado en obras asociadas a la Ingeniería Civil, formando parte de este grupo, por ejemplo, las zahorras artificiales y los residuos de construcción y demolición, que pueden servir como bases o sub-bases de obras lineales. Según Barden (1965) es razonable aceptar ciertas similitudes de comportamiento entre los suelos artificiales compactados y los suelos naturales.

Los fenómenos más característicos del comportamiento del suelo no saturado se relacionan con sus deformaciones volumétricas al modificar el grado de saturación.

Según Aitchison y Woodburn (1969), tanto el colapso como el hinchamiento pueden ser considerados como procesos de inestabilidad estructural, ya que inducen discontinuidades en el comportamiento deformacional del suelo cuando se varían las condiciones ambientales (por ejemplo, cambios bruscos de humedad), sin modificación del estado tensional exterior.

Los suelos colapsables tienen un origen bastante variable. Aunque los más extendidos son los de origen eólico (loes y arena eólica) se han observado colapsos en suelos aluviales, coluviales, residuales o en rellenos compactados (Dudley, 1970). De forma general se observa que el origen de un suelo es de poca ayuda para conocer su potencialidad en colapsar. Aitchison y Woodburn (1969) indica lo inadecuado en definir un suelo como colapsable, sin que antes se haya definido como su estructura depende de la porosimetría, del grado de saturación y del estado tensional al que está sometido.

Los suelos potencialmente expansivos relacionan su origen a la presencia de partículas arcillosas que puedan provocar esta expansión. Hay numerosos minerales arcillosos, siendo tres los mayoritarios y más comunes: montmorillonita, illita y caolinita; que por su abundancia respecto a otros se les considera como básicos al efecto de estudiar este fenómeno. Según Schreiner (1988), la fuente de estos minerales es una amplia gama de rocas ígneas básicas incluyendo rocas volcánicas y lavas en las que las más frecuentes son los basaltos, si bien, en algún caso ha sido el granito. La montmorillonita necesita un medio alcalino como factor imprescindible y se genera habitualmente en zonas áridas con poco drenaje, con alta concentración de cationes y minerales. La caolinita se produce con pH más bajo y en las zonas más drenadas y con menores concentraciones de cationes. Por esta razón la montmorillonita abunda en valles y zonas deprimidas y la caolinita en lugares con mayores pendientes. La illita, por su parte, precisa para su formación un pH ligeramente alcalino.

1.4.2- Fases que componen un suelo parcialmente saturado.

Como sistema compuesto por fases, el suelo parcialmente saturado es un sistema trifásico compuesto por tres fases: sólida, líquida y gaseosa. Adicionalmente a lo expuesto con anterioridad, Fredlund y Morgenstern (1977) han propuesto una cuarta fase, considerando a la interfase entre el aire libre y el agua libre como una fase independiente. Estos autores indican que esta interfase, formada por una película de escasas moléculas de espesor, tiene propiedades distintas de las del agua y el aire a las

que separa. En su análisis tensional se puede decir que todas estas fases se encuentran equilibradas con las cargas aplicadas.

Por otro lado, en las relaciones peso – volumen se considera el suelo como un sistema trifásico, incluyendo el peso de la membrana que forma la separación de las fases aire-agua como parte del peso del agua y no considerando su volumen.

En esta investigación se va a considerar el suelo como un sistema trifásico compuesto por un esqueleto sólido, que deja entre los granos unos poros o huecos que pueden estar rellenos de agua, de aire, o de una combinación de agua y aire, no considerando la influencia de la membrana de separación de forma independiente.

El conocimiento de las interacciones existentes entre las tres fases del sistema constituye el punto básico para el entendimiento del comportamiento del suelo no saturado. Cada una de las fases que compone un suelo parcialmente saturado tiene unas características y propiedades diferentes:

Fase sólida.

Está integrada básicamente por partículas sólidas de distintos tamaños. Las propiedades más importantes de dichas partículas son: Tamaño (parte de fracción gruesa y parte de fracción fina), su forma (laminar, cuticular, tubular, esférica...), su textura y su composición química, que atañe principalmente a la capacidad que tiene para la realización de cambios y reagrupación de cargas eléctricas e intercambios catiónicos.

Estas propiedades son, en gran medida, responsables de muchos de los comportamientos característicos de un suelo. Las partículas se organizan entre ellas formando arreglos geométricos conocidos como estructura del suelo. Esta es determinante en la respuesta del suelo especialmente en los no saturados, ya que influyen en el estado de tensiones que se desarrolla en los contactos entre partículas, el aire y el agua y controla la componente capilar de la succión (Alonso et al., 1987, Tsige, 1999).

Fase líquida

En esta fase se engloba el agua existente en los poros y el conjunto de sales disueltas en ella. El agua presente en la matriz del suelo se puede clasificar en tres tipos, atendiendo a las fuerzas dominantes que actúan sobre ella:

- Agua adsorbida en la partícula o haciendo parte de la capa doble difusa, que no puede ser separada por acciones hidrodinámicas y donde las fuerzas predominantes son de origen eléctrico y osmótico.
- Agua capilar, que permanece en el suelo por efecto de la tensión capilar, que genera fuerzas capilares de unión entre partículas.
- Agua gravitacional, que es aquella que puede perder el suelo en condiciones de drenaje libre bajo la acción de la gravedad. Este tipo de agua, junto con el agua capilar, se pueden englobar dentro de una única unidad que puede recibir el nombre de agua libre del sistema.

Fase gaseosa

Esta fase englobamos el aire y vapor de agua existente en los poros. La forma en la que la fase gaseosa se encuentra en el suelo depende directamente del grado de saturación del mismo. Según Vaughan (1985), el aire presente en el suelo tiene tendencia a agruparse ocupando completamente determinados poros en lugar de permanecer en forma de burbujas aisladas.

La Ley de Henry es la encargada de controlar la proporción de aire que es capaz de disolverse en el agua existente en los poros. Cuando el grado de saturación del suelo es bajo, el aire puede ocupar los espacios intersticiales, que pueden estar comunicados entre sí y con el exterior. Desde un punto de vista geotécnico el aire se considera compresible, en contraposición con el agua que siempre se la considera incompresible. Aunque el aire no sea un gas perfecto, se le atribuye un comportamiento que sigue la Ley de los Gases Perfectos para el intervalo de presiones y temperaturas usuales en el suelo.

La relación entre estas fases es fundamental para comprender y estudiar la estructura que posee un suelo parcialmente saturado. Esta estructura depende mucho del proceso por el cual el suelo ha llegado a estar en condiciones de saturación parcial, como puede ser, por ejemplo, el secado de un suelo natural o la compactación de unos rellenos para la realización de una obra lineal. En el caso de un suelo compactado, para un mismo material, su estructura varía según el método de compactación usado, el grado de compactación dado y el contenido de agua añadido durante la compactación.

La estructura definitiva que toma tiene una influencia muy importante en el comportamiento volumétrico y resistente del suelo parcialmente saturado. Una clasificación inicial y muy extendida dentro de la mecánica de suelos parcialmente saturados es la dada por Wroth y Houlsby (1985), que clasificó las distintas estructuras de suelos en función de la continuidad de los fluidos existentes en cada fase, generándose tres grupos:

- Fase de aire discontinua y la fase de agua continua (régimen funicular). Este tipo de estructura se encuentra en los suelos parcialmente saturados que tienen un alto grado de saturación. En estos suelos el aire se encuentra en forma de burbujas discretas. Esta situación ocurre probablemente en una zona de transición estrecha en suelos naturales, sobre la zona saturada y bajo una zona con bajo grado de saturación (Fig. 1.19 (c)).

- Fase continuas de aire y agua. Este tipo de suelo no saturado se encuentra en suelos con un grado intermedio de saturación, este intervalo de grado de saturación se presenta: a) en una zona de transición en un depósito de suelo natural; b) en rellenos compactados de granos finos (limo y arcillas).

- Fase de aire continua y fase de agua discontinua (régimen pendular). Este tipo de suelo parcialmente saturado se encuentra en suelos con bajos grados de saturación. Esto se presenta: a) en suelos naturales cercanos a la superficie y b) en algunos rellenos compactados de granulometría gruesa, como pueden ser las escolleras y pedraplenes (Fig. 1.19 (b) y Fig. 1.20).

.

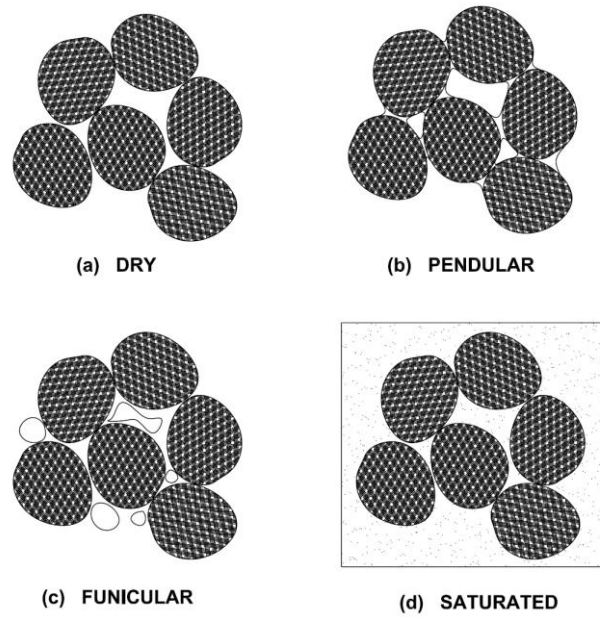


Figura 1.19. Estructuras de suelo en función de la continuidad de las fases.
(Vázquez, 2009).

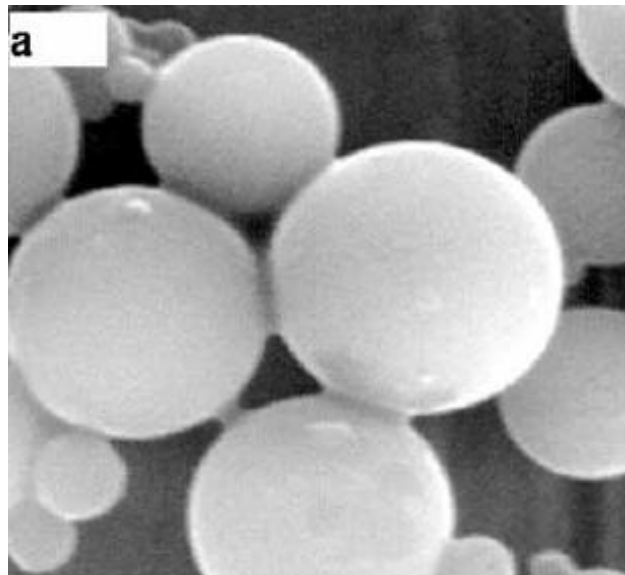


Figura 1.20. Esferas de silicato en régimen de saturación pendular.

La presión de aire en los poros de un suelo parcialmente saturado es siempre mayor que la presión de agua en dichos poros, debido a la curvatura de la interfase aire-agua. En aquellos suelos parcialmente saturados que tengan una fase gaseosa continua, conectada con el exterior, la presión de aire será nula (igual a la presión atmosférica), y la presión del agua será negativa.

La investigación en esta Tesis se ha enfocado al estudio de muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir, extraídas de sondeos a rotación. Las muestras usadas en

los ensayos edométricos, debido a la profundidad y zona de su extracción, presentan un grado de saturación elevado, en torno al 90%, por lo que puede suponer que en ellas la fase agua va a ser casi continua, quedando la fase gaseosa recluida en pequeñas burbujas en el interior de los poros, por lo que nos encontraríamos dentro de una estructura con régimen de saturación funicular, tal y como se ha definido anteriormente.

1.4.3- Succión. Concepto y aplicación.

Hay que remontarse al año 1935 cuando Schofield definió el término “succión del suelo”, de forma especialmente intuitiva y gráfica, como la “deficiencia de presión” en el agua de los poros de algunos suelos que tienen la capacidad de absorber agua a la presión atmosférica.

El término succión o potencial de agua designa a aquella parte del estado tensional de un suelo que tiene en cuenta los efectos de superficie capaces de retener agua dentro de su estructura. Sin su comprensión resulta imposible definir el estado tensional y entender la respuesta deformacional de un suelo parcialmente saturado. Para Blight (1965), el efecto de la succión en un suelo parcialmente saturado es equivalente al de una presión exterior aplicada.

La diferencia entre la presión de aire de poros y la presión de agua intersticial se define como la succión matricial. El concepto de succión matricial es desarrollado originalmente en ramas de la ciencia como la Edafología, más cercana al estudio del déficit hídrico existente en el suelo (necesidad de riego de una plantación) y la humedad del mismo. El valor de la succión matricial empezó a tomar valor en la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados tras los trabajos realizados por Croney y Coleman (1948, 1954, 1960) en el Road Research Laboratory, Reino Unido.

El valor de esta succión matricial depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco. Cuando el grado de saturación disminuye, el menisco se retrae en espacios de poros pequeños donde el radio de curvatura del menisco se reduce y, de esta manera, la succión matricial se incrementa. Debido al pequeño tamaño de poros que tienen los suelos arcillosos, las succiones matriciales que se generan en ellos son mucho mayores que las generadas en suelos granulares.

La succión total en un suelo parcialmente saturado puede expresarse como la suma de dos componentes:

- b) Succión capilar o succión matricial, causada por efectos de tensión superficial del agua y de las fuerzas generadas en los meniscos capilares que se forman en los poros.
- c) Succión osmótica, causada por la concentración de iones disueltos en el agua del suelo.

Generalmente, la succión osmótica llega a ser importante en suelos muy salinos como los de Adelaida (Australia), pero para el resto de suelos, sobre todo para suelos de granulometría fina, la succión matricial, debida a las fuerzas de capilaridad, es la más importante (Delgado, 1986).

Evidencias experimentales sugieren que la resistencia al corte y el cambio de volumen en suelos parcialmente saturados son dependientes de la succión matricial más que de la succión total (Alonso et al. 1987), siendo el gradiente de succión total el responsable del movimiento de agua en el interior de la muestra.

1.4.4- Breve reseña histórica sobre los suelos parcialmente saturados.

La evolución de la mecánica de los suelos parcialmente saturados puede dividirse en tres periodos.

Podemos hablar de un primer periodo, previo a 1965, en el cual muchas de las investigaciones llevadas a cabo en los suelos parcialmente saturados fueron encaminadas para investigar la validez del concepto de las tensiones efectivas en los suelos parcialmente saturados (Bishop, 1959; Aitchison y Bishop, 1960). Durante este periodo de investigación, el concepto de las tensiones efectivas fue desarrollado y modificado con la finalidad de analizar e interpretar el comportamiento de los suelos no saturados.

Un segundo periodo engloba desde los años 1965 hasta 1987. En este intervalo temporal muchas de las investigaciones fueron encaminadas al uso de dos variables de estado tensionales en lugar de una, tal y como ocurre en los suelos saturados (Matyas y Radhakrishna, 1968; Fredlund, 1979). La *tensión neta* (tensión total menos presión de aire de poros) y *succión* (presión de aire de poros menos presión de agua de poros) se trataron como las dos nuevas variables de estado tensional. Durante este periodo hubo un avance importante en el intento de comprender y modelar los comportamientos de cambio de volumen y corte en los suelos parcialmente saturados, en términos de las dos

variables de estado tensional, pero eso sí, considerando por separado ambos comportamientos, es decir, separando el cambio de volumen y la resistencia al corte.

Es durante el tercer periodo, que engloba desde 1987 hasta la actualidad, donde varios investigadores se han centrado en el comportamiento de los suelos parcialmente saturados basándose en el concepto del estado crítico, y han tratado de investigar las superficies de fluencia de los suelos parcialmente saturados cuando el suelo es sometido a un ciclo de carga y descarga (Alonso et al., 1990). Hasta entonces el comportamiento del cambio de volumen y de corte de los suelos no saturados se había tratado separadamente. En investigaciones recientes se ha comenzado a enlazar el comportamiento del cambio de volumen y la resistencia al corte de los suelos no saturados desarrollándose modelos constitutivos elastoplásticos, entre los cuales se encuentran el BBM (Barcelona Basic Model), que pone un cimiento en el desarrollo de futuros modelos. El BBM fue desarrollado por Alonso et al. (1987), y posteriormente, numerosos autores han profundizado en el estudio de los suelos parcialmente saturados desarrollando nuevos modelos para predecir su comportamiento, como es el caso de Toll (1990), Wheeler y Sivakumar (1995), Wang et al. (2002) y Toll y Ong (2003), entre otros. En el Capítulo 5 del presente documento se hablará con mucho más detenimiento de las características de estos modelos

1.5- Fenómenos deformacionales asociados a los suelos parcialmente saturados.

1.5.1- Fenómeno de colapso. Descripción y mecanismo.

Los suelos parcialmente saturados con una estructura abierta, cuando aumenta el grado de saturación debido a cambios ambientales o de otro tipo, suelen tener reducciones volumétricas irreversibles sin que el estado de cargas externo al que está sometido el suelo; es decir, sin aumento de la presión aplicada. Este fenómeno se conoce con el nombre de colapso.

El colapso es uno de los fenómenos más característicos de los suelos parcialmente saturados y ha sido estudiado por numerosos autores, entre los que se pueden citar Dudley (1970), Jiménez et al., (1973), Maswoswe (1985), entre otros, que exponen las características que debe tener un suelo para que en él ocurra un colapso:

- Estructura abierta de tipo panal de abeja, parcialmente saturada, capaz de reducir significativamente su volumen debido a una disminución de su volumen de poros.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una condición de inestabilidad para la succión a la que se encuentra la muestra.
- La existencia de enlaces entre partículas, que se debiliten en presencia del agua.

Según Jiménez y Justo (1975) algunos materiales arcillosos de baja y mediana plasticidad pueden presentar un comportamiento combinado de hinchamiento y colapso cuando se les somete a saturación. El cambio neto de volumen que experimenta un suelo arcilloso cuando se pone en contacto con el agua es la suma de dos términos, por un lado el hinchamiento que se produce al relajar las tensiones netas entre partículas y por otro el colapso que ocurre al fallar las uniones entre grandes partículas. La deformación que se atribuye al hinchamiento puede ser elástica, no así la que corresponde al colapso. Esta última implica un reordenamiento de la estructura y es irreversible.

Un mismo suelo puede sufrir hinchamiento o colapso, o ningún cambio de volumen, de acuerdo con la densidad seca, la humedad, y la presión aplicada en el momento en el que se le inunda, como señalan Jennings y Kenight (1975), que indican que hay un cruce en las curvas obtenidas en los ensayos realizados en un doble edómetro, que separa la zona de hinchamientos probables, de la zona de colapsos probables. Un estudio más profundo de este método ha sido realizado por Delgado (1986), donde desarrolla el ensayo de inundación bajo carga (Fig. 1.21).

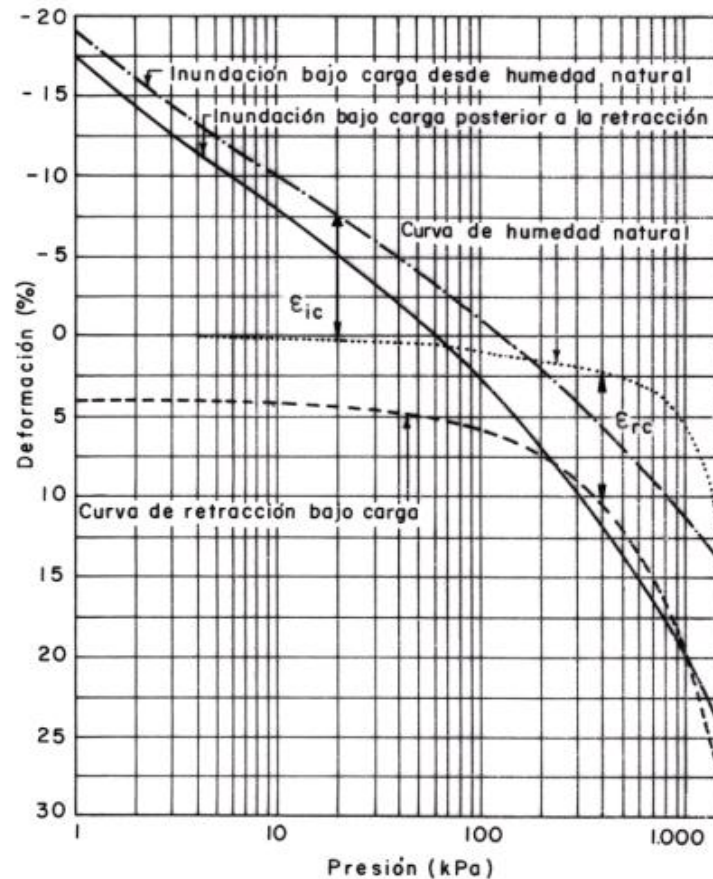


Figura 1.21. Curvas de un ensayo de inundación bajo carga, Delgado (1986).

Un suelo que tiene tendencia a colapsar, en general es estable mientras no haya saturación, lo que implica un debilitamiento de los enlaces existentes que pueden provocar deslizamientos tangenciales en los contactos entre partículas. Los enlaces entre las partículas del suelo pueden ser de varios tipos:

– Enlaces de tipo capilar, fundamentalmente asociados al caso de limos y arenas. Los meniscos que se forman en la unión de las tres fases (aire – agua – granos de suelo), generan fuerzas normales que aumentan las tensiones entre dichas partículas, rigidizando el conjunto (Fig. 1.22 y 1.23). En el caso de las arcillas este fenómeno no es tan claro a nivel de partículas aunque es probable que ocurra a nivel de agregado, con un tamaño granulométrico mayor. En cualquier caso, si ocurre la saturación del suelo, estos enlaces desaparecen, con lo que el conjunto se debilita pudiendo llegar al colapso si la presión exterior aplicada es suficientemente grande.

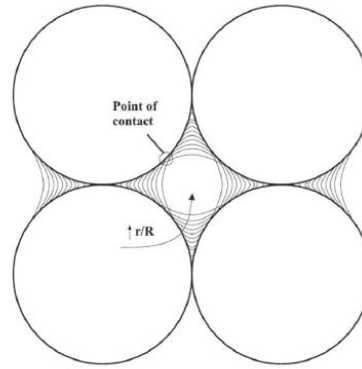


Figura 1.22. Enlaces capilares en un empaquetamiento granular con $e = 0.91$. Justo y Vázquez (2011).

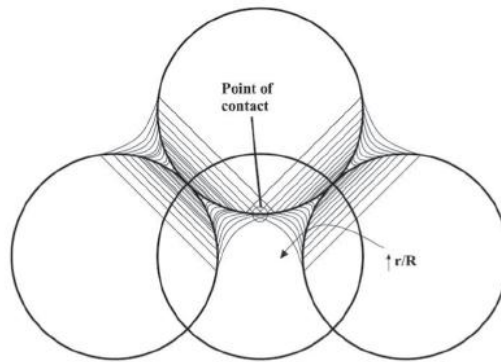


Figura 1.23. Enlaces capilares en un empaquetamiento granular con $e = 0.35$. Justo y Vázquez (2011).

- Enlaces con puentes de partículas de arcilla que unen entre sí partículas mayores de limo, arena o agregados de arcilla. Las partículas de arcilla que forman los puentes pueden ser de origen diferente, pueden haber sido transportadas por el agua, o estar allí desde la formación del suelo, o ser autogénicas por acción del agua intersticial sobre los feldespatos existentes. Estos puentes de arcillas pueden desaparecer o cambiar su estructura con la llegada del agua.
- Enlaces por cementación formados por el arrastre de sales, generalmente calcáreas, que precipitan en los huecos que dejan las partículas de arena. Si posteriormente estos suelos son sometidos a un lavado permanente, las sales pueden disolverse desapareciendo los ensalces y causando así una reordenación de la estructura.

En todos los enlaces descritos, la llegada del agua causa el mismo efecto: reducción de la resistencia al corte en los contactos entre partículas sólidas. Si esta resistencia cae por debajo del esfuerzo impuesto por las cargas exteriores aplicadas se produce el colapso

que conduce a una nueva estructura capaz de resistir el nuevo estado de tensiones. Una vez que ha ocurrido el colapso la nueva estructura del suelo es estable y es incapaz de sufrir nuevos colapsos a menos que cambie el estado tensional existente o el grado de saturación. Booth (1975), Yudhbir (1982) y Maswoswe (1985) demuestran en sus investigaciones que el colapso alcanza un máximo, para una determinada carga, y a partir de ella disminuye. El tipo de suelo y su estructura condiciona la magnitud del máximo de colapso y la presión para la que se produce (Fig. 1.24).

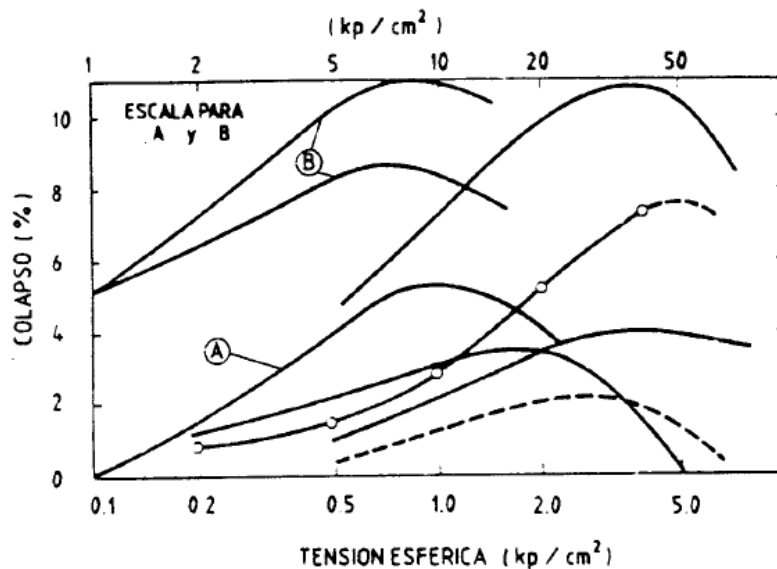


Figura 1.24. Curvas de colapso obtenidas por Yudhbir (1982).

1.5.2- Fenómeno de hinchamiento. Descripción y mecanismo.

Algunos tipos de suelos sufren fenómenos de hinchamiento, que puede llegar a ser de una magnitud considerable, al aumentar su humedad. Aunque en general hinchamiento es cualquier aumento de volumen provocado por un proceso de humedecimiento manteniendo constante el estado tensional exterior.

El proceso de hinchamiento se produce cuando un suelo parcialmente saturado se humedece adsorbiendo agua entre sus partículas y aumentando de volumen. Con carácter general, este hinchamiento está asociado a terrenos arcillosos plásticos con densidades secas altas y presiones exteriores bajas, justamente lo contrario y habitual en procesos de colapso.

Aquellos suelos cuyos contenidos en Illita, Caolinita y Montmorillonita son elevados, tienen tendencia a hinchar (expandir) cuando se ponen en contacto con el agua. Lambe

y Whitman (1959) se han referido exhaustivamente a estos minerales y consideran que el potencial de hinchamiento de cualquier mineral arcilloso depende de los siguientes factores: estructura de sus cristales, estructura de la agrupación de estos cristales (agregados) y la capacidad de intercambio catiónico que posean.

Los mecanismos que producen el hinchamiento están relacionados con las propiedades y características de las partículas arcillosas. Son fundamentales las cargas eléctricas netas existentes en estas partículas, que pueden ser alteradas por el intercambio con cationes del mismo tamaño que los existentes en su red cristalina pero con distinta carga, y la consecuente formación de la capa doble difusa conteniendo cationes estos cationes y moléculas de agua.

Los tres mecanismos fundamentales que provocan el efecto de la expansividad de los suelos parcialmente saturados fueron resumidos en el trabajo realizado por Delgado (1986).

– Hidratación de las partículas de arcilla: las partículas de arcilla, con cargas negativas, se rodean de moléculas de agua que a su vez atraen a otras moléculas de agua al quedar desbalanceada su carga eléctrica. El equilibrio eléctrico puede ser satisfecho también por cationes, formándose así cadenas de partículas-agua-cación-agua-partícula. En resumen, la partícula de arcilla se hidrata y aumenta de volumen.

– Hidratación de cationes: Los cationes adsorbidos en la capa doble difusa se rodean de moléculas de agua produciendo el consiguiente aumento de volumen.

– Repulsión osmótica: La concentración de cationes en la capa doble difusa decrece al alejarse de la partícula arcillosa, lo cual puede provocar una migración de las moléculas de agua hacia el interior por ósmosis si se pone en contacto con agua pura o con agua con una concentración más baja de cationes. El resultado es un aumento de volumen.

La expansividad de un tipo de suelo está condicionada por una serie de factores que marcan su evolución y magnitud. Podemos resumir estos factores en los siguientes (Gromko, 1974):

– Tipo de minerales y cantidad de los mismos: Cuanto más expansivos sean los minerales arcillosos presentes en el suelo, mayor será el hinchamiento que se producirá cuando se produzca la humectación del mismo.

– Densidad: Para un mismo tipo de suelo con la misma humedad inicial, el hinchamiento será mayor cuanto mayor sea la densidad seca del mismo. Este fenómeno

ha sido evidenciado de forma práctica por Cox (1978) sobre una limonita con un 27 % de arcilla que fue sometida a diversas presiones e inundada

- Estado de tensiones: La magnitud del hinchamiento es tanto menor cuanto mayor es la presión aplicada al suelo pudiendo llegar a anularlo por completo. Este efecto también ha sido corroborado por Cox (1978) en el mismo trabajo de investigación.
- Estructura del suelo: Los suelos que han experimentado cementaciones tienen menor tendencia a expandir. Seed y Chan (1959) señalan que las estructuras floculadas tienen mayor tendencia a expandir que las dispersas, en cambio la retracción es mucho menor para las primeras.
- Fluidos intersticiales: La presencia de sales disueltas en el agua que ocupan los poros del suelo influye en los fenómenos de formación de la capa doble. Una elevada concentración de sales y un pH alto favorecen la disociación de éstas y por lo tanto, aumenta la cantidad de cationes libres presentes en el agua. Esto hace que se produzca una menor adsorción de cationes y que por lo tanto el hinchamiento sea menor.
- Humedad: A igualdad de otros factores la humedad del suelo influye también en la magnitud del hinchamiento. Cuanto menor es la humedad mayor es la expansividad potencial, ya que el suelo es capaz de adsorber mayor cantidad de agua (tiene una mayor succión).

1.5.3- Comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados

El estudio de la deformación de los suelos parcialmente saturados ha sido una inquietud que han tenido numerosos investigadores a lo largo del tiempo, principalmente a la hora de estudiar el comportamiento de los suelos potencialmente colapsables y expansivos. Ha sido, en su origen, el primer campo de estudio asociado a los suelos parcialmente saturados, donde posteriormente evolucionó el conocimiento hacia el estudio de las propiedades resistentes y los modelos elastoplásticos de suelos parcialmente saturados basados en teorías de estado crítico.

Algunos suelos pueden presentar un comportamiento expansivo o colapsable, o hasta combinar los dos fenómenos en un mismo proceso de humedecimiento si las presiones aplicadas son las adecuadas.

El comportamiento tensión-deformación ha sido analizado por Alonso et al. (1987) considerando el espacio de tensiones $p:s$, donde p es la presión neta y s es la succión.

Existen una gran cantidad de ensayos e investigaciones publicadas, con diferentes trayectorias de tensiones en dicho plano, que serán comentados más profundamente en el Capítulo 5 de este documento. De estos ensayos se pueden extraer, de forma básica y en primera instancia, los siguientes resultados:

- El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que parece que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión (Alonso et al. 1987). Por otro lado, este aumento de la succión puede producir deformaciones plásticas irreversibles, principalmente en suelos arcillosos (Josa, 1988). Sin embargo el aumento de la rigidez no puede ser indefinido y, tal y como se observa en Escario y Sáez (1987) en resultados experimentales, la relación entre la rigidez y la succión es no lineal, alcanzando este valor de rigidez un máximo para una determinada succión.
- La carga aplicada controla, en gran medida, la expansividad de los suelos cuando los sometemos a una disminución en la succión. Cuanto mayor es la carga aplicada, menor es el hinchamiento.
- La mayoría de los suelos pueden expandir o colapsar dependiendo de la carga aplicada, cuando se disminuye la succión. Para cargas elevadas, el suelo colapsa, pero hincha con cargas bajas. Sin embargo no es sencillo determinar el valor de la carga a partir del cual el suelo hincha o colapsa, dado que este comportamiento depende del valor de la succión. Es decir, un suelo que inicialmente hincha al disminuir la succión, puede llegar a un valor de la succión para el cual empiece a colapsar (Escario y Sáez, 1987). En los suelos compactados, estos fenómenos están relacionados con el hecho de que aquellos que se compactan del lado seco del óptimo presentan una estructura de agregados. Inicialmente se produce un hinchamiento por el humedecimiento, pero la resistencia de los contactos entre los agregados disminuye con la succión de modo que al llegar a un valor crítico, la estructura colapsa.
- Los suelos con una estructura abierta (baja densidad seca) experimentan un colapso cuando se disminuye la succión.
- Al cargar el suelo progresivamente se pueden producir deformaciones irreversibles si se supera el valor de la presión de preconsolidación, de un modo similar a los suelos saturados. Sin embargo este valor aumenta al aumentar la succión, como se ha comentado en el primer punto.

- El valor del hinchamiento alcanzado durante el proceso de expansión depende de la trayectoria de tensiones que se ha seguido, en el plano $p:s$, sobretodo cuando las trayectorias incluyen incrementos en la succión.

Entre otros, resultados de este tipo pueden encontrarse en Maswoswe (1985) y Justo et al., (1984). Los ensayos edométricos con control de succión han mostrado que microestructuras potencialmente colapsables, sujetas a una reducción de la succión partiendo de un valor inicial relativamente alto, experimentan primero un hinchamiento y después una deformación de compresión (Escario y Sáez, 1973; Cox, 1978; Alonso et al., 1987).

Tradicionalmente, en el estudio del comportamiento deformacional de los suelos parcialmente saturados han imperado varios planteamientos que consideran el suelo como un material isótropo y elástico. Fredlund y Morgenstern (1976) reportan de sus ensayos distintos módulos elásticos para distintas presiones y succiones. Justo y Saettersdal (1982) presentan una revisión de los métodos elásticos y un análisis de los suelos expansivos y colapsables. Richards (1984) analizando el comportamiento tensión-deformación de los suelos expansivos, propone un modelo que incorpora el comportamiento no lineal en función de la presión aplicada y de la succión y de la histéresis en el comportamiento tensión-deformación.

CAPITULO 2

ESTADO DEL ARTE SOBRE LOS MÉTODOS PARA PREDECIR EL COMPORTAMIENTO VOLUMÉTRICO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS.

2.1- Breve resumen de la evolución de los modelos de comportamiento en la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados. Modelos complejos vs. modelos sencillos.

2.2- Evolución histórica de los modelos 1-D para la predicción del cambio de volumen en suelos parcialmente saturados.

2.3- Ciclos de humectación y secado en suelos parcialmente saturados. Fenómeno de fatiga por ciclos de succión.

2.1- Breve resumen de la evolución de los modelos de comportamiento en la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados. Modelos complejos vs. modelos sencillos.

Predecir los cambios de volumen y la resistencia de un suelo parcialmente saturado ha sido el objeto de los trabajos desarrollados por los investigadores desde la última mitad del siglo pasado hasta hoy.

El interés por los suelos parcialmente saturados se ha ido incrementando a lo largo del tiempo, desde que en 1965 se realizara la primera de siete conferencias dedicadas a la problemática de este tipo de suelos, siendo la última de éstas la 7th International Conference on Expansive Soils, realizada en Dallas (Texas), en Agosto de 1992.

A partir de esta fecha, las conferencias continúan pero con un nombre distinto, más apropiado con la temática sobre la que versan: Unsaturated Soils (UNSAT). Estas reuniones se vienen desarrollando desde 1995 (primer UNSAT realizado en París) hasta la actualidad, siendo la próxima en Sidney (Australia), durante el mes de Junio de 2014.

La inclusión de la succión dentro del campo de variables que definen el comportamiento de este tipo de suelos ha sido fundamental para el conocimiento de los mismos.

La evolución de los modelos de suelos parcialmente saturados a lo largo de la historia se ha realizado en cuatro etapas, que se pueden resumir de la siguiente forma:

- Primera etapa: En sus orígenes, los fenómenos asociados a los suelos parcialmente saturados se estudiaron con el concepto de presiones efectivas habitual de los suelos saturados, pero inmediatamente, las evidencias experimentales comprobaron que este camino no aportaba una aproximación buena al comportamiento de dichos materiales.
- Segunda etapa: En esta etapa se comienzan a desarrollar modelos que intentan reproducir el comportamiento volumétrico y resistente del suelo no saturado centrándose en el uso de dos variables de estado independientes, que han sido generalmente la presión neta ($\sigma - u_a$) y la succión matricial ($u_a - u_w$). La inclusión de estas dos variables fue un avance en el conocimiento de los terrenos no saturados, permitiendo simular algunos comportamientos característicos de este tipo de suelos. En esta fase, el comportamiento volumétrico y el resistente se estudian de forma separada, sin acoplamiento entre ellos.

- Tercera etapa: el siguiente paso en el desarrollo fue precisamente acoplar el comportamiento resistente con el comportamiento volumétrico, en modelos elastoplásticos de mediana complejidad. Este tipo de modelos no llegaban a predecir correctamente determinados problemas que presentan estos tipos de suelos, sobre todo en el caso de las arcillas muy plásticas y expansivas.
- Cuarta etapa: Consiste en una mejora de los modelos anteriores que permite incluir en la simulación aquellos comportamientos asociados a los suelos más expansivos, que los modelos anteriores no eran capaces de reproducir. Esto es posible ya que se introducen mejoras como la histéresis hidráulica, la superficies de fluencia basadas en un comportamiento anisotrópico y una profundización en el comportamiento elastoplástico con distinción entre la macro y la microestructura.

En un primer momento todos los ensayos y esfuerzos se centraron en el estudio y conocimiento de los suelos expansivos, desarrollando nuevas teorías y equipos para la realización de ensayos (edométricos principalmente) que permitiesen estudiar los cambios de volumen sufridos por estos suelos, además de caracterizar la relación entre la succión y los cambios de humedad (Nelson y Miller, 1992). Estos modelos iniciales se sustentaban sobre variables de estado como la presión efectiva, la succión, el índice de poros de las muestras, tensión vertical neta, tensión desviadora, etc... Como ejemplos de estos modelos iniciales se pueden citar los trabajos desarrollados por Burland (1965), Richards (1967) y Aitchison y Martin (1973).

El estudio de la deformabilidad de los suelos parcialmente saturados (de forma desacoplada con el estudio de su resistencia) ha generado tres tipo de modelos, que se pueden agrupar en función de las técnicas o variables que se usan para su obtención.

Un primer grupo son los métodos basados en las propiedades básicas del suelo (Límite Líquido, Índice de Plasticidad, humedad natural, Actividad, contenido de arcilla, ...). Dentro de este grupo son destacables los trabajos realizados por Seed et al. (1962), Chen (1975) ó Puppala et al. (2014). En un segundo grupo incluimos aquellos métodos que estudian el comportamiento volumétrico a través de ensayos edométricos (edómetro convencional, ensayo de hinchamiento libre o ensayo de presión de hinchamiento). Fredlund (1983), Nelson y Miller (1992), Nelson et al. (2006) y Vanapalli et al. (2010) son algunos ejemplos de las investigaciones realizadas en esta línea. Por último, un tercer grupo se centra en el uso de la succión como variable para predecir el

comportamiento volumétrico del suelo (en condiciones edométricas habitualmente). Cabe destacar dentro de este grupo, a modo de ejemplos, las aportaciones realizadas por Aitchison (1973), Snethen (1980), Mitchell y Avalle (1984), McKeen (1992), Fityus y Smith (1998) y Briaud et al. (2003).

Los métodos incluidos en estos tres últimos grupos son desarrollados, con mucha más profundidad, en el apartado 2.2 de la presente Tesis Doctoral.

En una línea distinta (la indicada anteriormente como tercera etapa de desarrollo), encontramos aquellos modelos basados en las superficies de estado, que son representaciones gráficas, en un espacio tridimensional, de las relaciones entre el índice de poros, el grado de saturación o la succión y la carga aplicada referida a la presión de aire (Matyas y Radakrishna, 1968).

Lloret y Alonso (1980, 1985) presentan varias expresiones para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación. Estas superficies son de una gran importancia para la comprensión del comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados, pero presentan inicialmente muchos problemas al aplicarlas para suelos muy expansivos, tal y como indican Alonso et al. (1987).

La primera presentación, de forma cualitativa, de un modelo de comportamiento elastoplástico para suelos parcialmente saturados no expansivos fue realizada por Alonso, Gens y Hight (1987). Posteriormente, Alonso, Gens y Josa (1990) desarrollan este modelo de comportamiento de forma matemática. Este modelo recibe el nombre de “Basic Barcelona Model” (BBM). Dos años después, este desarrollo fue adaptado para la predicción del colapso máximo al aumentar el grado de saturación (Josa et al., 1992). En 1999, Alonso, Vaunat y Gens extienden el modelo a suelos expansivos de elevada actividad, formulando el “Barcelona Expansive Model” (BExM).

Otros modelos de comportamiento elastoplásticos han sido desarrollados por diversos autores, todos ellos como variantes del BBM y del Modelo Cam-Clay modificado, entre los que caben destacar los trabajos de Wheeler y Sivakumar (1993, 1995), Cui y Delage (1996), Wang et al. (2002), Toll and Ong (2003).

Dentro de la cuarta etapa en la evolución de los modelos que se indicaba con anterioridad, se engloban los modelos hidromecánicos acoplados que han aparecido en los últimos años. Estos modelos incorporan el acoplamiento de la variación del contenido de agua w o el grado de saturación S_r del suelo con el estado tensional. Un ejemplo de este tipo de desarrollo son los trabajos propuestos por Vaunat et al. (2000) y Gallipoli et al (2003).

No es objeto de esta Tesis Doctoral el desarrollo explícito de los modelos elastoplásticos e hidromecánicos acoplados comentados anteriormente. En las referencias indicadas se puede encontrar toda la información relativa a los mismos.

En general, estos modelos presentan la gran ventaja de aunar en una sola formulación el comportamiento global de un suelo (volumétrico y resistente), pero están muy penalizados por el elevado número de parámetros necesarios para su definición, que tienen que venir avalados por ensayos con control de succión realizados en un laboratorio especializado.

La realización de estos ensayos es habitualmente un proceso lento, que requiere un conjunto de equipos muy específicos cuyo uso no está aún extendido dentro del ámbito comercial y habitual de los laboratorios de Mecánica del Suelo y Geotécnia, por lo que son modelos más destinados a la investigación fundamental que a su aplicación directa en la resolución de problemas asociados a la Ingeniería Geotécnica.

Uno de los objetivos de esta Tesis Doctoral es desarrollar un modelo manejable y sencillo para predecir el comportamiento volumétrico de la Marga Azul del Guadalquivir, de tal forma que sea fácil de utilizar durante el día a día del trabajo dentro de la Ingeniería Geotécnica, con un bajo número de parámetros, que se puedan obtener en un laboratorio habitual de Mecánica del Suelo y que genere una aproximación suficientemente buena al comportamiento real de dicho material. Para ello, el punto de partida de este modelo arranca en aquellos más sencillos que se centran en predecir el comportamiento volumétrico (en condiciones edométricas mayoritariamente) desacoplado del comportamiento resistente, con pocos parámetros para su definición.

2.2- Evolución histórica de los modelos 1-D para la predicción del cambio de volumen en suelos parcialmente saturados.

Uno de los primeros métodos usados para el estudio de la deformabilidad de los suelos parcialmente saturados y su relación con los cambios de humedad, fue el método del “doble edómetro” desarrollado por Jennings y Knight en 1957. Este método se apoya en el ensayo de dos muestras bajo condiciones edométricas, una se comprime con sucesivos escalones de presión vertical manteniendo su humedad natural y otra es consolidada después de su inundación bajo una pequeña presión vertical, exactamente igual que en un ensayo de hinchamiento libre. A partir de las dos curvas obtenidas, se puede tener una idea bastante real del comportamiento que tiene un suelo parcialmente saturado tras sufrir una inundación y varios estados de presiones verticales. Este ensayo fue mejorado por Jennings et al. (1973) y estudiado en profundidad por Delgado (1986).

Las diferencias entre los movimientos reales y los estimados en laboratorio por el método del doble edómetro son pequeñas, por lo que se puede considerar que este método genera una aproximación suficientemente buena para predecir el comportamiento volumétrico de los suelos parcialmente saturados cuando son inundados bajo determinados estados de carga (Fredlund y Rahardjo, 1993).

Una de las formas más simples de relacionar la deformación volumétrica con el cambio de humedad en un suelo es la propuesta por Richards (1967) y referenciada posteriormente por Fytius et al. (2009).

$$\varepsilon_v = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{\Delta w}{1 + e_0} \quad \text{Ecuacion 2.1}$$

En la anterior expresión (Ec. 2.1), ε_v es la deformación volumétrica, ρ_s y ρ_w son la densidad de partículas sólidas y la densidad del agua respectivamente, e_0 es el índice de poros inicial de la muestra y Δw es la variación de la humedad gravimétrica. El mismo autor indica la posibilidad de incluir un factor corrector a la Ecuación 2.1 para tener en cuenta el efecto del confinamiento lateral que genera un anillo edométrico. Este factor debe ser específico para cada tipo de anillo edométrico.

A partir de 1973 se introduce la succión como variable y se empieza a relacionar el cambio de volumen con el cambio de succión en la muestra. El método WES de la U.S. Army Corps of Engineers, desarrollado por Johnson y McAnear (1973), emplea la succión para la estimación de deformaciones verticales bajo presiones constantes. Un

psicrómetro de termopares evalúa la succión de las muestras y, a partir de la Curva de Retención y la expresión 2.1, se determina la deformación vertical que un cambio de succión provoca en el suelo.

De forma alternativa, aparece otro método que se basa en la relación lineal (obtenida de forma experimental) existente entre la deformación volumétrica y el cambio de succión (Aitchison, 1973). El coeficiente de proporcionalidad que liga a estas dos variables es denominado por este autor como “Índice de Inestabilidad” (I_{pt}).

$$\Delta H = \frac{1}{100} \int_0^{H_s} I_{pt} \cdot \Delta u \cdot \Delta h$$

Ecuacion 2.2

Donde ΔH es el desplazamiento vertical, I_{pt} es el Índice de Inestabilidad, Δu es la variación de la succión con la profundidad, expresada en pF, Δh es la potencia de suelo considerado y H_s es la profundidad de la capa activa.

Este método ha sido y está siendo ampliamente utilizado en Australia, y la determinación de dicho índice está recogida dentro de la normativa de este país, que permite su obtención por tres métodos distintos:

- a) Mediante ensayos de laboratorio, como el Shrink-Swell Test, el Loaded Shrinkage Test y el Core Shrinkage Test, que serán comentados más adelante en este mismo capítulo.
- b) Mediante correlaciones con otras propiedades características de los suelos.
- c) A través de una identificación visual-táctil de suelo por un técnico cualificado capaz de asignarle un valor a dicho índice en función de su experiencia. Para ello, se debe moldear y amasar manualmente una porción de suelo y estimar su Índice de Plasticidad. La determinación del I_{pt} por este tercer método es muy subjetiva, depende mucho de la persona que realiza la caracterización (Jaksa et al., 1997), aunque ya Mitchell (1979) extrajo una relación entre el Índice de Inestabilidad y el Índice de Plasticidad que ha sido usada hasta la actualidad, sobre todo en el método desarrollado por Mitchell y Avalle (1984) para la estimación de las deformaciones verticales en suelos al variar la succión.

En la práctica actual, sobre todo en países como Australia donde este método está muy extendido, se usa una definición ligeramente diferente del Índice de Inestabilidad,

ya que se tiene en cuenta el efecto del confinamiento que tiene la muestra durante los ensayos (Fityus et al., 2009). De esta forma, la deformación vertical de la muestra ε_z es determinada como:

$$\varepsilon_z = \frac{\varepsilon_v}{3} = I_{ps} \cdot \Delta \log(\Psi) \quad \text{Ecuación 2.3}$$

Donde I_{ps} se denomina como Índice de Hinchamiento. El factor 1/3 aplicado a la deformación volumétrica es un factor de corrección para determinar la deformación vertical de la muestra en función de su deformación volumétrica, asumiendo que la muestra se deforma igual en todas las direcciones y por lo tanto, el primer término es aproximadamente un tercio del segundo (Pousada, 1984).

Aitchison y Martin (1973) definen un coeficiente (c) experimental que relaciona la variación de la humedad gravimétrica con la variación del logaritmo de la succión. Este coeficiente indica que la relación entre ambas variables es lineal, hecho que se cumple con bastante exactitud siempre que nos encontremos dentro del intervalo de succiones comprendido entre el punto de entrada de aire y la succión residual del suelo.

$$c = \frac{\Delta w}{\Delta \log(\Psi)} \quad \text{Ecuación 2.4}$$

De esta forma, eliminando la variación de la humedad gravimétrica en las Ecs. 2.1, 2.2 y 2.3, se obtiene el Índice de Hinchamiento de la siguiente expresión.

$$I_{ps} = \frac{1}{3} \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{c}{1 + e_0} \quad \text{Ecuación 2.5}$$

Posteriormente, han sido varias las actualizaciones que ha sufrido este índice para adaptarlo, no sólo a las deformaciones de hinchamiento, sino también a las de retracción o contracción (a partir de ahora se va a usar durante todo el texto el término contracción asociado a las deformaciones generadas por un secado parcial de la muestra, y el término retracción cuando el grado de secado de las mismas es muy elevado).

Cameron (1989) revisa este índice apoyándose en el ensayo “Core Shrinkage Test” descrito por Mitchell y Avalue (1984). En este ensayo, una porción de muestra arcillosa

inalterada se talla y se deja secar al aire durante dos días, y posteriormente en un horno a 110°C, tomando medidas regularmente del peso y las dimensiones de la muestra. Finalmente se determina su humedad tanto en su estado inicial como en cada una de las pesadas intermedias, así como la deformación volumétrica que sufre durante el proceso de secado.

Con los datos de humedad y la curva de retención del material, se puede relacionar las humedades con la succión, y ésta con la deformación volumétrica de la muestra. La relación entre la deformación y el logaritmo decimal de la succión durante la trayectoria de secado se aproxima a una línea recta, cuya pendiente se denomina como el Índice de Hinchamiento referido al Core Shrinkage Test (I_{cs}).

$$I_{cs} = \frac{\varepsilon}{\Delta \log(\Psi)} = \frac{\varepsilon \cdot c}{\Delta w} \quad \text{Ecuación 2.6}$$

El interés de este tipo de relaciones se centra en poder predecir con suficiente exactitud los movimientos verticales de un suelo parcialmente saturado cuando permanece sometido a una carga constante transmitida por la cimentación que esté soportando, y en estas condiciones, sufra algún cambio de humedad. Cameron y Walsh (1984a, 1984b) obtienen una relación similar a la expresada en la Ec. 2.6 pero basándose en un ensayo de contracción bajo carga. Este ensayo se realiza cargando una muestra inalterada con una presión vertical de 25 kPa, que simula la carga transmitida por una cimentación ligera, sometiéndola posteriormente a un proceso de secado en un desecador de vacío con una solución de sulfato de cobre saturada (succión impuesta de 3.1 MPa). El ensayo, en función del contenido de arcilla que posea la muestra, puede llegar a durar más de ocho semanas. La muestra es pesada y medida varias veces, pudiéndose determinar la evolución de la humedad, su cambio de volumen y, a través de la curva de retención, la relación lineal existente entre la deformación y la variación del logaritmo decimal de la succión. A la pendiente de la recta que aproxima dicha relación se le denomina Índice de Reactividad referido al ensayo de contracción bajo carga (I_{ls}).

El ingeniero Colin Thorne, de la empresa Coffey Partners (1984, 1985), fue el primero en indicar que lo más coherente sería definir un índice que englobe tanto a los ensayos de contracción como a los ensayos de hinchamiento, en lugar de usar ambos tipos de ensayos de forma independiente. De esta forma surge el ensayo Shrink-Swell

Test, que unifica los resultados de un ensayo Core Shrinkage Test y un ensayo de hinchamiento bajo carga.

Para el Core Shrinkage Test se toma una muestra inalterada, con un diámetro entre 45 y 50 mm y una longitud comprendida entre 1.5 y 2 veces el diámetro. Se mide y se pesa inicialmente la muestra, para posteriormente dejarla secar al aire tantos días como sean necesarios hasta que se establezca su peso. Durante este proceso de secado se mide periódicamente su masa y sus dimensiones, para lo cual se pueden colocar en la muestra algunos pines de referencia. Una vez finalizado el secado al aire, se seca en estufa a una temperatura entre 105 y 110°C, determinándose su contracción máxima y su peso seco, obteniéndose la humedad inicial y la asociada a cada nueva medida.

El ensayo de hinchamiento se realiza sobre una muestra inalterada tallada en un anillo edométrico de 45-50 mm de diámetro y 20 mm de altura. Se pesa el anillo con la muestra y se monta en un edómetro convencional, con placas porosas en ambas caras de la muestra, y se carga con una presión vertical de 25 kPa, para posteriormente inundar la muestra. Se mide el hinchamiento que sufre la muestra, pesándola y secándola posteriormente para determinar su humedad inicial y final.

El interés de este tipo de ensayo fue tal que la Australian Standard creó una comisión, liderada por Paul Walsh, para desarrollar este ensayo y generar una normativa que controle el procedimiento del ensayo, tal y como ha quedado plasmado en la AS1289.7.1.1-1992.

La idea de este método radica en englobar las deformaciones medidas en el test de contracción (ε_{sh}) y las calculadas en el test de hinchamiento (ε_{sw}) para obtener el índice que relacione directamente la variación de la succión con la deformación, que fue definido como Índice Shrink-Swell (I_{ss}) por la comisión australiana, y que se obtiene de la siguiente forma.

$$I_{ss} = \frac{\varepsilon_{sh} + \frac{\varepsilon_{sw}}{2}}{1.8} \quad \text{Ecuación 2.7}$$

Las unidades de este índice son (%deformación/pF), y para su definición la Comisión Australiana tomó ciertas consideraciones e hipótesis.

- El ensayo de hinchamiento se realiza en un edómetro, por lo que la muestra se encuentra confinada lateralmente, y el ensayo de contracción se lleva a cabo con muestra sin confinar, por lo que sumar las deformaciones axiales medidas en ambos ensayos no es coherente, ya que una de las muestras tiene la deformación lateral impedida. La propuesta planteada por la Comisión Australiana consiste en considerar que la deformación axial que tendría la muestra tallada en el anillo edométrico, si no tuviese coaccionada la deformación lateral, sería aproximadamente la mitad de la realmente medida en el ensayo, es decir, una relación entre la deformación axial de una muestra sin confinar y la misma muestra confinada, de 2. Esta consideración ha sido discutida por Cameron (1989), que realiza medidas de las deformaciones obtenidas en 66 ensayos, obteniendo valores para esta relación entre 1.7 y 2.15. Fityus (1996) analiza el problema dentro de la Teoría de la Elasticidad, comprobando que depende fuertemente del valor tomado para el módulo de Poisson. Paralelamente realiza ensayos sobre muestras con densidad y humedad controladas, verificando que el valor de 2 se encuentra dentro de la media obtenida para los distintos materiales ensayados, considerándolo como correcto para la definición del Índice Shrink-Swell.
- Otra importante hipótesis que toma la Comisión Australiana AS2870 es considerar que el intervalo de succión correcto para la definición del Índice Shrink Swell es de 1.8 pF, correspondiente al tramo lineal de la curva de retención próximo al punto de marchitez de la mayoría de los suelos analizados por la comisión. Este punto ha sido discutido por varios autores. Wray (1988) indica que este intervalo, en suelos arcillosos, debe estar próximo a 4.2 pF (1500 kPa), Cameron (2001) amplía este valor dentro del intervalo que oscila entre un 4.0 a 4.4 pF (succiones entre 930 y 2600 kPa). Estos datos hacen sugerir que el intervalo propuesto por la Comisión Australiana de 1.8 pF no es suficientemente razonable.

El Índice de Inestabilidad (I_{pi}) definido por Aitchison (1973) se puede relacionar directamente con el Índice Shrink Swell (I_{ss}), teniendo en cuenta las características de las condiciones de contorno que tienen las muestras, como es el caso de la deformación lateral impedida. Según Fytius (2009), podemos definir el Índice de Inestabilidad como:

$$I_{pt} = \alpha \cdot I_{ss}$$

Ecuación 2.8

Donde α es un coeficiente que depende de las condiciones de contorno en las que se encuentre la muestra ensayada. Habitualmente, el I_{pt} se mide en condiciones edométricas, con las muestras coaccionadas lateralmente por un anillo, y el I_{ss} se mide para muestras sin restricciones a la deformación lateral, por lo que el valor más habitual del parámetro α es de 2 (Fytius, 2009).

$$\alpha = \begin{cases} 1 \rightarrow \text{deformación lateral permitida} \\ 2 \rightarrow \text{deformación lateral coaccionada} \end{cases}$$

Snethen (1980), basándose en el trabajo previo de Johnson y Snethen (1978), desarrollan un modelo para predecir deformaciones verticales centrándose en la relación lineal existente entre el logaritmo de la succión y la humedad gravimétrica (Fig. 2.1), para humedades altas, en rangos de succión próximos a la saturación.

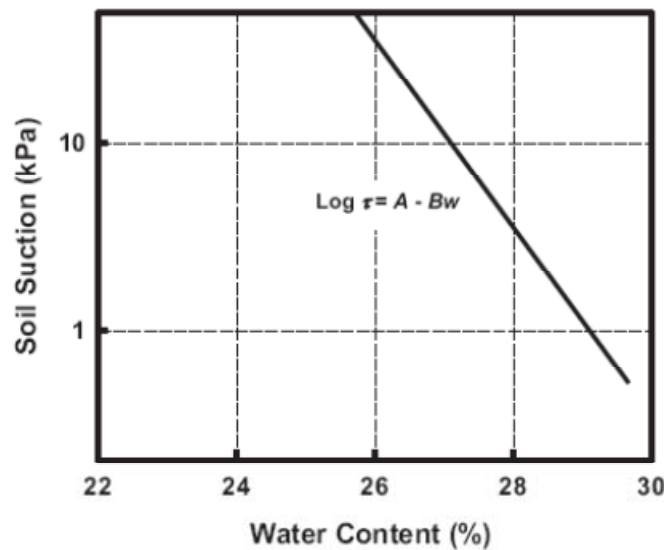


Figura 2.1. Relación entre la succión (escala logarítmica) y la humedad. Snethen (1980).

Esta relación se puede representar por la siguiente ecuación lineal:

$$\log \tau_m = A - B \cdot w$$

Ecuación 2.9

Donde τ_m es la succión del suelo, w es el contenido de humedad, y A, B son dos parámetros de ajuste en el tramo de la SWCC que forma una recta. Según lo comentado por estos autores, la deformación vertical en un estrato de arcilla se puede obtener como:

$$\varepsilon_z = \frac{C_\tau}{1 + e_0} \cdot (A - B \cdot w_0) - \log(\tau_{mf} + \alpha \cdot \sigma_f) \quad \text{Ecuación 2.10}$$

Donde e_0 es el índice de poros inicial de la muestra, w_0 es la humedad inicial del suelo, A y B son los parámetros de ajuste que relacionan el logaritmo de la succión con el contenido de humedad, τ_{mf} y σ_f son la succión y la presión vertical finales a las que se encuentra sometido el terreno, α es el factor de compresibilidad y C_τ es el Índice de Succión.

Estos dos últimos parámetros están relacionados a través de la Ecuación 2.11:

$$C_\tau = \frac{\alpha \cdot G_s}{100 \cdot B} \quad \text{Ecuación 2.11}$$

En esta expresión, G_s se corresponde con el valor de la densidad relativa de las partículas sólidas. El factor de compresibilidad “ α ” está directamente relacionado con la compresibilidad de la muestra, de tal forma que es nulo para muestras poco compresibles, como las arenas limpias con bajo grado de saturación, y toma el valor unidad para muestras muy plásticas saturadas. A falta de datos precisos, el factor de compresibilidad se puede correlacionar con el Índice de Plasticidad, según la relación encontrada por Russam (1961).

Tabla 2.1. Valores de α según Russam (1961).

I_p (%)	α
≤ 5	0
$5 > I_p < 40$	$0.0275 \cdot I_p - 0.125$
≥ 40	1

McKeen (1980) parte de los trabajos previos desarrollados por Lytton (1977) para el cálculo de deformaciones debidas a cambios de succión (Ec. 2.12).

$$\varepsilon_v = -\gamma_h \cdot \log \frac{h_f}{h_i} \quad \text{Ecuación 2.12}$$

En esta expresión, γ_h es el Índice de Compresión por variación de la succión, ε_v es la deformación volumétrica, h_f y h_i son los valores de succión (pF) final e inicial respectivamente.

Para la determinación del Índice de Compresión (γ_h), se planteó un ensayo tipo COLE (Coefficient of Linear Extensibility), desarrollado por el NSSL del U.S. Soil Conservation Service.

Para realizar este ensayo se toma unos terrones de suelo con un volumen de 50 cm^3 aproximadamente y se recubren de una fina capa de resina elástica SARAN F.310 diluida en metil-etil-cetona en una proporción de 1:4 a 1:8. Esta capa de resina es impermeable al agua en fase líquida pero permite el paso del agua en fase vapor. Se mide el peso y el volumen del terrón de suelo en dos estados de succión diferentes, uno con la muestra en equilibrio con una succión igual a un tercio de la presión atmosférica y otro con la muestra tras haber sido secada en estufa. Con estos valores podemos obtener el COLE según la siguiente expresión:

$$COLE = \frac{\Delta l}{l_0} = \left(\frac{\rho_d}{\rho_{2.5}} \right)^{1/3} - 1 \quad \text{Ecuación 2.13}$$

En esta fórmula, ρ_d es la densidad del terrón secado en estufa, $\rho_{2.5}$ es la densidad del terrón a una succión correspondiente a un tercio de la atmosférica (2.5 pF) y $\Delta l / l_0$ es la deformación lineal unitaria debida al cambio de succión.

Este ensayo fue modificado por el CERF de la Universidad de Nuevo México. Esta modificación se basa en introducir inicialmente los terrones de suelo en botes herméticos con papel de filtro, para poder determinar la succión inicial de la muestra, y posteriormente recubrirlo de resina y secarlo en estufa. De esta forma, el COLE modificado mide la deformación lineal correspondiente al cambio de succión entre el estado natural y el seco en estufa.

$$COLE \text{ mod} = \frac{\Delta l}{l_0} = \left(\frac{\rho_d}{\rho_{nat}} \right)^{1/3} - 1 \quad \text{Ecuación 2.14}$$

Introduciendo la expresión anterior en la Ec. 2.12, podemos definir el Índice de Compresión (γ_h) como:

$$\gamma_h = \frac{\Delta l / l_0}{\log \frac{h_f}{h_i}} = \frac{COLE \text{ mod}}{\log \frac{h_f}{h_i}} \quad \text{Ecuación 2.15}$$

Otra forma de determinar este índice es a través de correlaciones con otras propiedades características de las arcillas. McKeen (1980) propone una relación en función de la actividad de la arcilla (A_c) y de la actividad de intercambio catiónico relativa al porcentaje de arcilla ($CEAc$), definidas como:

$$A_c = \frac{I_p(\%)}{\% \text{ arcilla}} \quad \text{Ecuación 2.16}$$

$$CEAc = \frac{CIC(meq / 100 gr)}{\% \text{ arcilla}} \quad \text{Ecuación 2.17}$$

Donde $I_p(\%)$ es el Índice de Plasticidad de la muestra, CIC es la capacidad de intercambio de cationes expresado en meq/100gr y $\% \text{ arcilla}$ es el porcentaje de partículas inferior a 2 μm existente en la muestra ensayada. Con estos datos, se puede

obtener una aproximación al Índice de Compresión (γ_h) mediante el siguiente ábaco (Pousada, 1984).

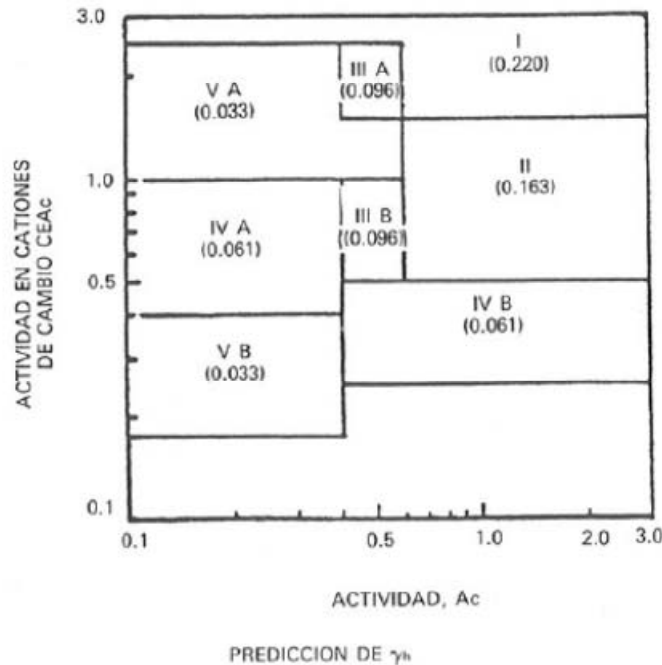


Figura 2.2. Abaco para la obtención de γ_h , (en Pousada, 1984).

Fredlund (1983) analiza y estudia el comportamiento de un suelo expansivo de Regina (Canadá), generando un modelo para predecir los desplazamientos verticales que sufre dicho terreno tras un aumento de su humedad.

Este modelo se basa en ensayos edométricos, más concretamente en ensayos de presión de hinchamiento, del cual se puede obtener el valor de Coeficiente de Hinchamiento (C_s) y el valor de la Presión de Hinchamiento (P'_s), que son dos datos a que el autor considera imprescindibles para predecir los desplazamientos (Ec. 2.18).

Para obtener C_s es necesario disponer una muestra inalterada en un anillo edométrico, inundarlo dentro de una célula edométrica e ir cargando el mismo de tal forma que se corrijan las deformaciones que el proceso de inundación genere en la muestra, garantizándose que no exista cambio de volumen durante el proceso. Una vez que están estabilizadas las deformaciones, se completa la puesta en carga de la muestra a través de los mismos escalones de presión que se realizan en un ensayo edométrico convencional, descargando posteriormente la célula en al menos tres escalones de descarga. La rama de descarga posee una tendencia lineal (cuando se representa la variación que sufre el

índice de poros con la presión aplicada en escala logarítmica) y la pendiente de la recta que mejor ajusta los datos de descarga es precisamente el Coeficiente de Hinchamiento. La expresión que propone Fredlund (1983) toma la siguiente forma:

$$\Delta H = C_s \cdot \frac{H}{1+e_0} \cdot \log \left(\frac{P'_f}{P'_s} \right) \quad \text{Ecuación 2.18}$$

Donde H es el espesor del estrato susceptible de expandir y P'_f es la presión efectiva a la que se encuentra la muestra estudiada en estado natural.

Mitchell y Avalue (1984) formulan un método relativamente sencillo para predecir los movimientos verticales de un suelo, principalmente expansivo, cuando se ve sometido a cambios de succión. Este método se basa en admitir que la deformación vertical sigue una relación lineal con el contenido gravimétrico de agua (Fig. 2.3), y a su vez, esta humedad gravimétrica y la succión (pF) también se encuentran relacionadas linealmente (Fig. 2.4).

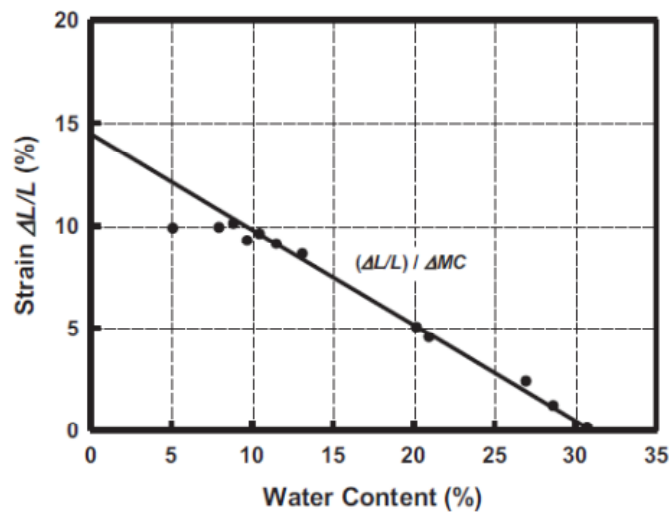


Figura 2.3. Relación lineal entre deformación y humedad (Mitchell y Avalue, 1984).

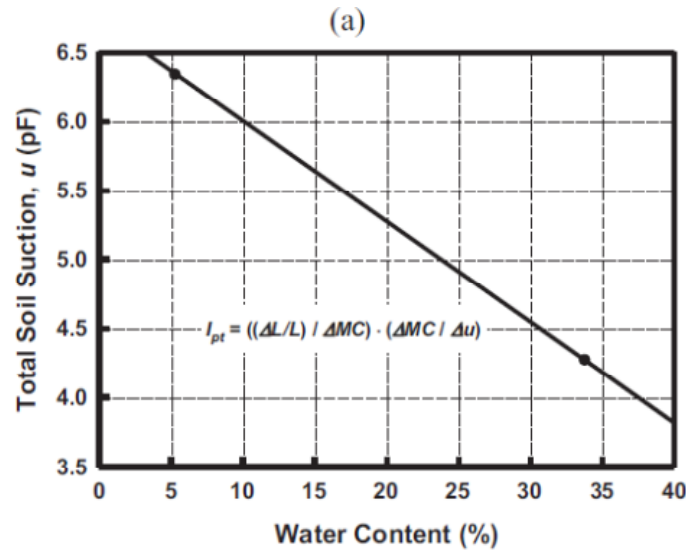


Figura 2.4. Relación lineal entre la humedad y la succión (pF), (Mitchell y Avalle, 1984).

De esta forma, se puede expresar:

$$\varepsilon_v = a \cdot \Delta w \quad \text{Ecuación 2.19}$$

$$\Delta w = b \cdot \Delta u \quad \text{Ecuación 2.20}$$

Donde Δw es la variación de humedad gravimétrica, Δu es el cambio de succión para esa variación de humedad, y a y b son dos coeficientes de proporcionalidad.

Introduciendo la Ec. 2.19 en la Ec. 2.20, y agrupando los coeficientes de proporcionalidad en uno (I_{pt}), podemos relacionar directamente la deformación vertical de la muestra con el cambio de succión (pF).

$$\varepsilon_v = I_{pt} \cdot \Delta u \quad \text{Ecuación 2.21}$$

En esta expresión, I_{pt} es el Índice de Inestabilidad y Δu es la variación de succión que sufre la muestra. Tal y como se ha comentado anteriormente, una forma de determinar este índice es a través de propiedades básicas de los suelos. Mitchell y Avalle (1984) han intentado correlacionar este índice con el Índice de Plasticidad de algunos suelos australianos, concretamente con 80 muestras procedentes de 18 ubicaciones distintas del Sur de Australia, encontrando que esa relación sigue una determinada tendencia (Fig.

2.5), pero con demasiada dispersión como para obtener una correlación fiable, siendo más recomendable su obtención mediante ensayos directos en laboratorio.

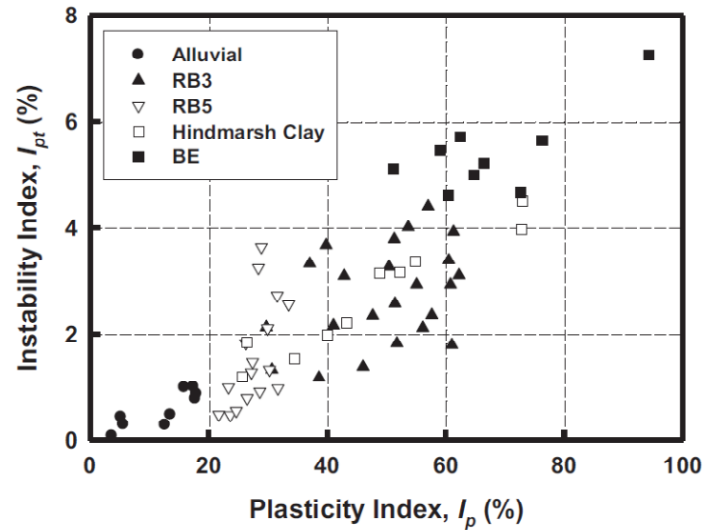


Figura 2.5. Relación entre el Índice de Plasticidad y el Índice de Inestabilidad, Mitchell y Avalue (1984).

De forma paralela al desarrollo anterior, Hamberg y Nelson (1984) establecen la predicción de movimientos verticales en el suelo en función de un coeficiente denominado Módulo de Succión (C_w), que es la relación existente entre la variación del índice de poros de una muestra y su cambio de humedad (Fig. 2.6).

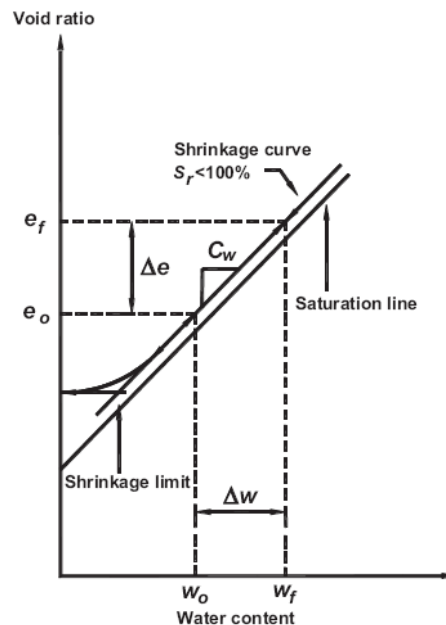


Figura 2.6. Definición de C_w según Hamberg y Nelson (1984).

La deformación se puede obtener a partir de la expresión:

$$\varepsilon_v = \frac{C_w}{1 + e_0} \cdot \Delta w \quad \text{Ecuación 2.22}$$

En la cual todos los parámetros han sido definidos anteriormente excepto e_0 , que se corresponde con el índice de poros inicial (a la humedad natural) de la muestra ensayada.

Dhowian (1990) estudió el cambio de volumen que sufría un tipo de arcilla localizada en una zona del centro de Arabia Saudí, para lo cual realizó una campaña de instrumentalización in-situ, midiendo los desplazamientos estacionales a diversas profundidades. La principal causa de los cambios de volumen que sufría el terreno era la variación de humedad estacional que tenía la zona en cuestión.

Comparó las medidas in-situ con las obtenidas en laboratorio, sobre muestras inalteradas, en ensayos de hinchamiento libre, de presión de hinchamiento y de inundación bajo carga constante.

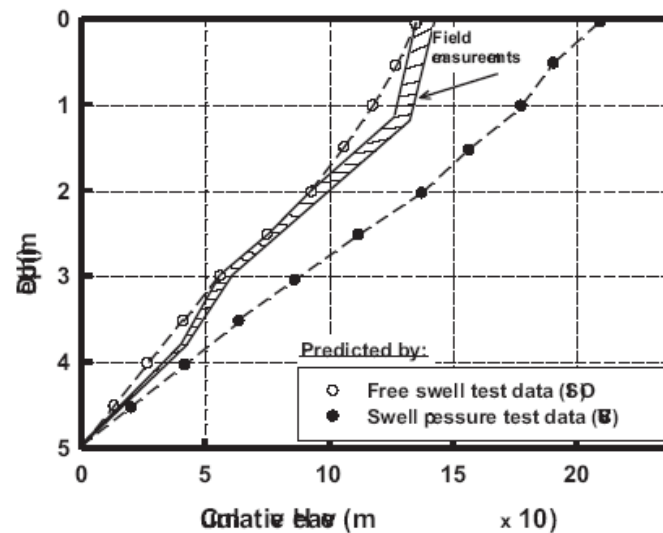


Figura 2.7. Comparación entre datos in situ y ensayos de laboratorio (Dhowian 1990).

En la anterior figura se aprecia como las medidas tomadas insitu durante los trabajos desarrollados por Dhowian (1990) se ajustan con mayor bondad a la predicción realizada por el ensayo de hinchamiento libre que a la realizada por el ensayo de presión de hinchamiento (Fig. 2.7)

De los ensayos realizados se observa que existe una relación lineal entre el hinchamiento que sufre la muestra y la variación del logaritmo de la succión a la que es sometida, de ahí que el investigador plantee la siguiente relación:

$$\Delta H = H \frac{C_\psi}{1+e_0} \log \left(\psi_i / \psi_f \right) \quad \text{Ecuación 2.23}$$

Donde H es la potencia del estrato, C_ψ es el Índice de Succión y ψ_i , ψ_f son respectivamente la succión inicial y final de la muestra.

Analizando los datos experimentales se demuestra que existe una relación lineal entre la variación de índices de poros y el cambio de la humedad en la muestra, relación lineal gobernada por un coeficiente denominado factor de compresibilidad (α), definido con anterioridad. Análogamente tenemos una relación lineal entre la variación del índice de poros y el logaritmo de la succión, relación que se establece a través del Índice de succión (C_ψ).

$$\Delta e = \alpha G_s (w_f - w_i) \quad \text{Ecuación 2.24}$$

$$\Delta e = C_\psi \log(\psi_i / \psi_f) \quad \text{Ecuación 2.25}$$

De las ecuaciones 2.24 y 2.25 podemos relacionar directamente el Índice de Succión con el factor de compresibilidad, lo que permite escribir la Ecuación 2.23 en términos de la variación de humedad que sufre la muestra.

$$\Delta H = H C_w (w_f - w_i) \quad \text{Ecuación 2.26}$$

Donde C_w es el Índice de humedad de la muestra, que depende principalmente del factor de compresibilidad α .

$$C_w = \alpha G_s / (1 + e_0) \quad \text{Ecuación 2.27}$$

Es importante tener en cuenta que para la determinación correcta del anterior índice, es necesario corregir el efecto que introduce la restricción a los desplazamientos radiales que sufre la muestra durante los ensayos de laboratorio.

McKeen (1992) realiza ensayos, en condiciones edométricas, sobre muestras de arcilla remoldeada con una humedad inicial de 24.3% y una succión inicial de 584 kPa. Durante los ensayos, se mide la deformación vertical, la humedad y la variación de la succión en las muestras.

Con los resultados extraídos de estos ensayos define un Suction Compression Index (C_h) equivalente al Índice de Inestabilidad I_{pt} de Aitchison (1973), que relaciona también el cambio de volumen que sufren las muestras al cambiar las condiciones de succión en las mismas.

$$C_h = \frac{1}{f \cdot s} \cdot \frac{\varepsilon_v}{\Delta \psi} \quad \text{Ecuación 2.28}$$

En la anterior expresión, el índice C_h viene corregido por el coeficiente f , que modela la coacción que el anillo edométrico ejerce sobre la libertad de deformación radial de la muestra, y por el coeficiente s , que introduce el efecto de la carga a la cual se realizan los ensayos en el edómetro. Ambos coeficientes son definidos por las siguientes formulaciones:

$$f = \frac{1 + 2K_o}{3} \quad \text{Ecuación 2.29}$$

$$s = 1 - 0.01 \cdot \%Phin \quad \text{Ecuación 2.30}$$

Donde K_o es el coeficiente de empuje en reposo del terreno y $\%Phin$ es el porcentaje de la presión de hinchamiento aplicada a la muestra en el edómetro. El valor de f se encuentra habitualmente entre el intervalo 0.50-0.83 para los suelos con alto contenido en material arcilloso.

McKeen (1992) utiliza el Suction Compression Index para clasificar los suelos finos según su potencial expansivo, englobando todos los suelos en cinco clases, de la Clase I a la Clase V en orden decreciente de peligro por expansividad.

De forma paralela a este método se desarrollan otros basados en resultados directos de ensayos edométricos, como el expuesto por Nelson y Miller (1992), que usan ensayos edométricos y de presión de hinchamiento para plantear un modelo de predicción de asientos en suelos expansivos.

El método va principalmente orientado a su aplicación en cimentaciones superficiales que transmitan bajos niveles de carga en su plano de apoyo, como pueden ser losas de cimentación en terrenos expansivos.

Este modelo parte de los estudios realizados por Fredlund (1983), y queda expresado en función de un coeficiente similar al Índice de hinchamiento (C_s), que los autores denominan Índice de levantamiento (C_h).

$$\Delta H = H \frac{C_h}{1+e_0} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{cv}} \right) \quad \text{Ecuación 2.31}$$

Donde σ'_f es la presión efectiva en el punto medio del estrato estudiado y σ'_{cv} es la presión de hinchamiento obtenida en un ensayo edométrico manteniendo el volumen constante de la muestra.

Fityus y Smith (1998) realizan ensayos edométricos a una arcilla de Maryland (EEUU), sometida a una carga vertical similar a la carga real que tienen las probetas en su estado natural. Las muestras son extraídas de un rango de profundidades que va desde la superficie hasta la cota de muro de la capa activa (5 metros aproximadamente).

El método propuesto por estos autores se basa en asumir unas determinadas hipótesis: unicidad en la relación humedad-deformación, es decir, el mismo cambio de humedad en el suelo se va a provocar siempre el mismo cambio en las deformaciones, se asume que el Índice de Cambio de Volumen (I_v), obtenido de ensayos edométricos, es válido tanto para un comportamiento expansivo como colapsable, y se trabaja con un comportamiento unidimensional en condiciones edométricas, que se extrapola al comportamiento tridimensional a través de un coeficiente de corrección $\alpha = 0.33$.

Para la correcta implementación de este método es necesario conocer como varía el perfil de humedades en el tramo de terreno estudiado, una vez conocido este perfil, se puede predecir el asiento en superficie debido al cambio de humedad, según la Ec. 2.32.

$$\Delta H = H I_v \alpha (w_f - w_i) \quad \text{Ecuación 2.32}$$

En esta expresión, w_f y w_i son respectivamente las humedades gravimétricas finales e iniciales, α es el coeficiente de corrección para ensayos unidimensionales comentado anteriormente e I_v es el Índice de cambio de volumen, que es determinado mediante la realización de una serie de ensayos edométricos en los cuales se mide, tras su inundación, la expansión de la muestra de arcilla bajo diversos estados de carga vertical. El valor de este índice se corresponde con la relación, en porcentaje, del hinchamiento sufrido con respecto a la situación indeformada de la muestra. Se comprueba que existe una relación casi lineal entre el Índice de Cambio de Volumen (I_v) y la presión vertical aplicada (Fig. 2.8)

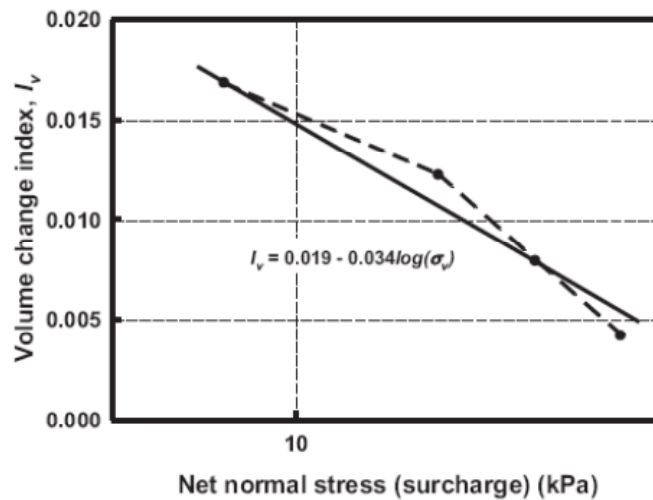


Figura 2.8. Determinación del Índice de cambio de volumen para una arcilla de Maryland (EEUU) (Fityus y Smith, 1998).

Briaud et al. (2003) se centran en el estudio del movimiento vertical que sufre un terreno arcilloso, clasificado entre CL y CH según el Unified Soil Classification System, situado en Arlington, Texas.

El rango de humedades que contiene el suelo en la zona de su capa activa se encuentra dentro del tramo lineal de su curva característica, por lo que los autores toman una relación lineal entre la succión y la humedad del suelo (Ec. 2.33). Esta relación viene controlada por el valor β que es la pendiente del tramo recto de la Curva Característica.

$$\Delta w = \beta \cdot \log \frac{u_f}{u_i}$$

Ecuación 2.33

El método desarrollado por estos autores permite predecir el hinchamiento o contracción de un sistema multicapa, de tal forma que el desplazamiento total ΔH sea la suma de los desplazamientos parciales asociados a cada estrato (ΔH_i)

$$\Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta H_i \quad \text{Ecuación 2.34}$$

El desplazamiento de un estrato va a ser función de varios parámetros, entre ellos el Módulo Shrink-Swell (E_w), la relación de contracción (f) y la propia potencia del estrato (h). La expresión que fija la variación de desplazamiento que sufre un estrato i tiene la siguiente forma:

$$\Delta H_i = h_i f_i \frac{\Delta w_i}{E_{w_i}} \quad \text{Ecuación 2.35}$$

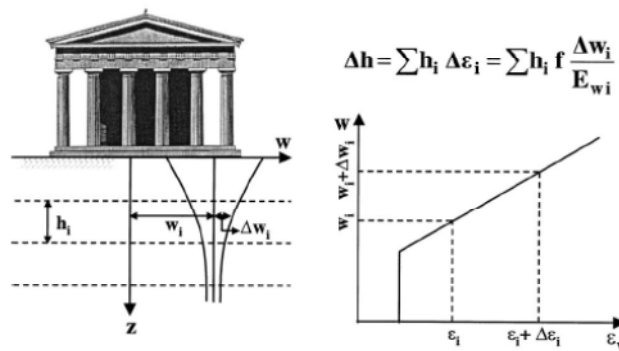


Figura 2.9. Método para la determinación de movimientos en el terreno según Briaud et al. (2003).

El protocolo de desarrollo de este procedimiento comprende varios pasos, todos ellos encaminados a la obtención de los parámetros asociados a la Ecuación 2.35:

- El primer paso es determinar la profundidad de la capa activa (Z_{max}), es decir, la profundidad hasta la cual existen fluctuaciones en la humedad del terreno, identificando el número de estratos que participan en ella y la potencia de cada uno de ellos. Este parámetro es difícil de obtener experimentalmente, y habitualmente tenemos que recurrir a la experiencia previa de la zona o a base de datos geológicas que nos ayuden a tomar una decisión. De forma general, la profundidad de capa activa suele estar entre los 5 o 6 metros de profundidad, aunque podemos obtener profundidades mayores en casos concretos, como los 7 metros obtenidos por Delgado (1986) en el Arahal (Sevilla)

ó los 30 metros obtenidos por Blight (1997) mediante una extrapolación de datos medidos en terrenos de Sudáfrica.

Actualmente, una forma eficiente para medir la profundidad de esta capa activa consiste en la instalación de tensiómetros escalados a diversas profundidades, con un registro constante de medidas a través de un datalogger externo, que incluso poseen ya conexión satélite para el envío de información directamente desde la instalación de campo hasta el puesto en oficina.

- Una vez estimada la profundidad de la capa activa, se extraen muestras inalteradas mediante sondeo a rotación hasta esa profundidad. La frecuencia de extracción de muestras debe ser suficiente para poder caracterizar el perfil de humedades o succiones a lo largo de toda la capa activa.

- A las muestras obtenidas se les realizan el Shrink Test. Los pasos para llevar a cabo el procedimiento de este ensayo son relativamente sencillos. Inicialmente se tallan las muestras cilíndricas extraídas de un sondeo a rotación ó una muestra de bloque hasta tener una relación H/D comprendida entre 1 y 2. Cada probeta se pesa y se mide (diámetro y altura), realizando al menos tres medidas para cada magnitud, tomándose como valor más probable la media de los valores medidos. Se deja secar al aire, y, en función del grado de impermeabilidad que tenga la muestra, se establece un tiempo prudencial para volver a medir y pesar las probetas (habitualmente entre 8 horas o 1 día). Se realiza este proceso iterativo de medidas y pesadas hasta que ésta última alcance un valor estable, entonces, se introduce en el horno para su secado. Una vez extraída del horno, se vuelve a evaluar su peso y sus medidas, para poder determinar la humedad y las deformaciones axiales y volumétricas en todos los pasos intermedios de medida (Fig. 2.10).

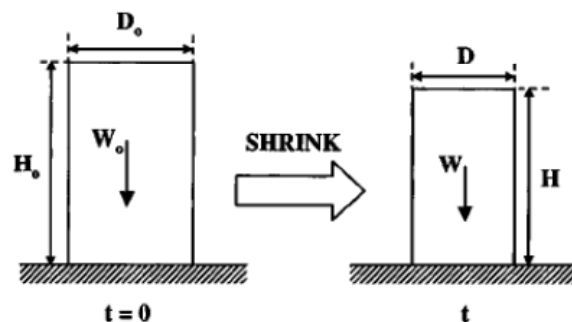


Figura 2.10. Parámetros del Shrink Test (Briaud et al., 2003).

Para cada una de las muestras ensayadas se debe determinar el módulo Shrink-Swell (E_w), que coincide con la pendiente de la recta que surge al representar la humedad gravimétrica frente a la deformación volumétrica.

$$E_w = \Delta w / (\Delta V / V_0) \quad \text{Ecuación 2.36}$$

De igual manera, pero representado en este caso la deformación vertical frente a la deformación volumétrica, obtenemos la relación de contracción (f).

$$f = (\Delta H / H_0) / (\Delta V / V_0) \quad \text{Ecuación 2.37}$$

Un ejemplo de esta representación lo encontramos en la Figura 2.11, donde Vanapalli y Lu (2012) representan los datos extraídos de ensayos a muestras remoldeadas de arcillas con diferentes plasticidad. En esta figura se puede apreciar el límite de retracción o Shrink Limit (w_{sh}), definido como aquella humedad a partir de la cual, cualquier descenso del contenido de agua de la muestra no provoca deformaciones volumétricas notables. Este Shrink Limit es distinto del límite de retracción definido mediante los Límites de Atterberg, ya que se obtiene de muestras inalteradas, no de muestras amasadas o remoldeadas.

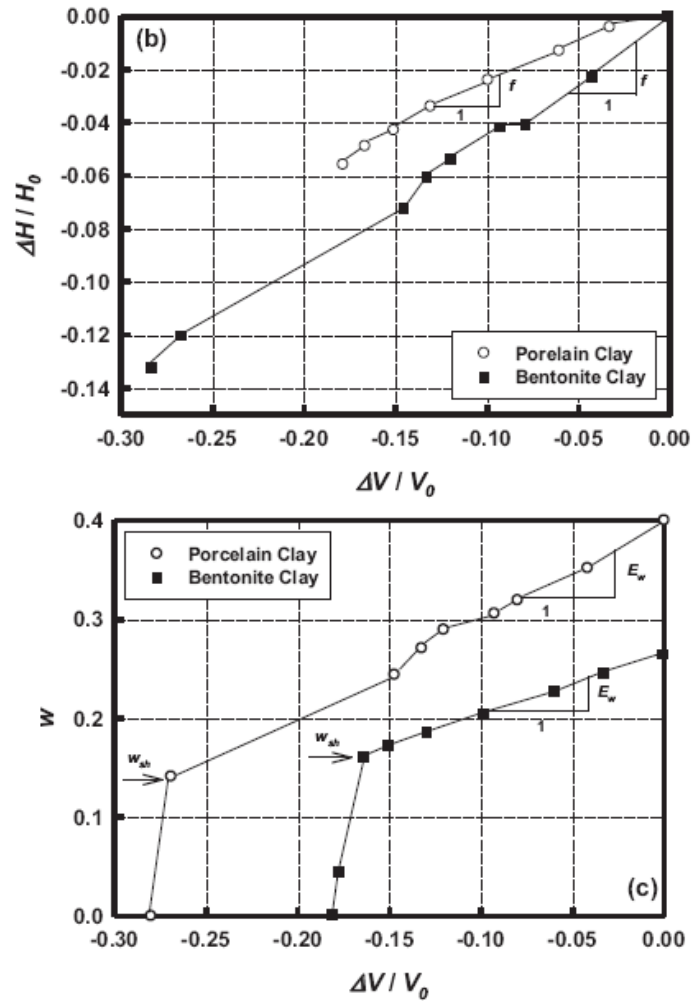


Figura 2.11. Obtención del módulo Shrink-Swell y del Coef. de Contracción.
Vanapalli y Lu (2012).

Briaud et al. (2003) demuestran mediante sus trabajos que ambos parámetros, Módulo Shrink-Swell y Coef. de Contracción, son independientes de la sobrecarga aplicada al terreno.

Una vez que tenemos estos datos, podemos introducirlos en las Ecs. 2.35, 2.36 y 2.37, obteniendo una predicción del desplazamiento que va a sufrir el terreno. Mediante este método se analizó el movimiento que sufrirían unas determinadas cimentaciones superficiales apoyadas sobre un terreno arcilloso de Arlington (Texas), obteniéndose un grado de aproximación muy elevado entre los movimiento reales y los estimados (Briaud et al., 2003).

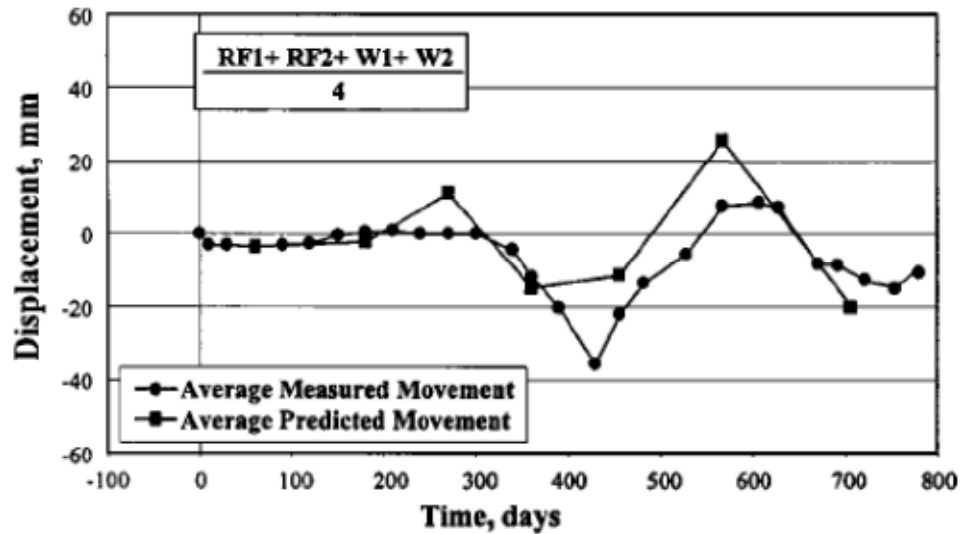


Figura 2.12. Movimientos medidos y estimados en una cimentación sobre terreno arcilloso de Arlington (Texas), Briaud et al., (2003).

En el ensayo Shrink Test se analiza el comportamiento del terreno ante la pérdida de humedad. En el Swell Test se estudia justamente lo contrario, como se comporta una determinada muestra ante un aumento de su humedad. Este último ensayo se realiza confinando la muestra en un anillo edométrico, para inundarlo después y medir su deformación vertical, análogamente al procedimiento que se usa para un ensayo actual de hinchamiento libre. Mantiene algunas diferencias fundamentales con el Shrink Test, principalmente la deformación que se mide no es volumétrica sin coaccionar, sino en condiciones edométricas, y tan sólo obtenemos dos puntos humedad-deformación durante el ensayo, los valores de antes y después de la inundación.

Uniendo los resultados de ambos ensayos, obtenemos la evolución de un tipo de terreno ante un aumento o disminución de humedad. Hoffman y Briaud (1997) representan en una misma gráfica los puntos obtenidos mediante el Shrink Test y el Swell Test en ensayos realizados a un mismo tipo de terreno (Fig 2.13).

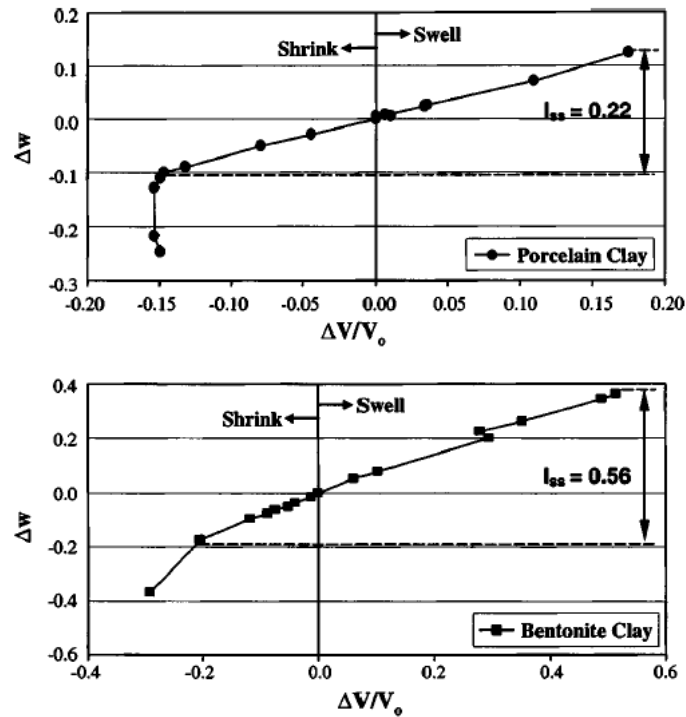


Figura 2.13. Shrink-Swell Test, Hoffman y Briaud (1997)

Se puede observar como la pendiente de la rama correspondiente a un descenso de humedad (Shrink Test) es prácticamente coincidente con la pendiente de la rama de hinchamiento, por lo que se puede considerar de forma correcta que el módulo Shrink-Swell es único y válido para ambos tipos de ensayos. Beecher y Briaud (1999) encontraron en algunos ensayos un ligero aumento de la pendiente en la rama de hinchamiento.

Definiendo el Shrink-Swell Index (I_{ss}) como la diferencia entre la humedad asociada al Swell Limit (w_{sw}) y la correspondiente al Shrink Limit (w_{sh}), podemos obtener este índice de las gráficas anteriores, que es mayor conforme más plástico es el material que se está estudiando.

El método del Shrink-Swell Test ha sido usado con éxito durante más de veinte años en el desarrollo de la práctica ingenieril de Australia. Cameron (1989) realizó un estudio experimental basado en la realización de ensayos Shrink-Swell y medidas in situ sobre suelos de Gilles Plains Adelaide, Australia del Sur. Este estudio indica que el uso del índice I_{ss} para la predicción de movimientos verticales en el terreno ha generado aproximaciones mejores (grado de aproximación del 81%) que los estimados mediante ensayos de hinchamiento bajo carga constante. En la Fig. 2.14 se muestra la bondad de

la aproximación relacionando los puntos medidos in situ y los valores estimados según los ensayos realizados en laboratorio.

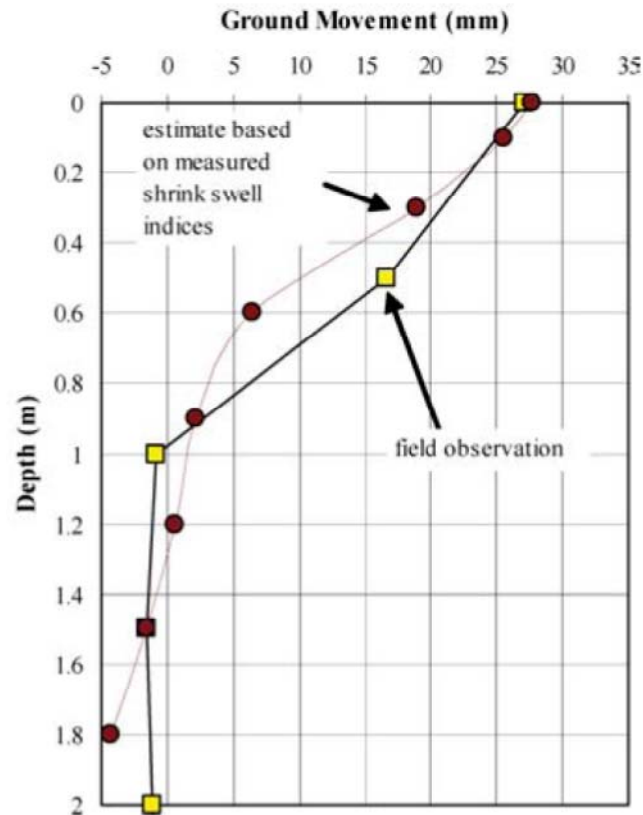


Figura 2.14. Comparación entre movimientos medidos y estimados. Cameron (1989)

Fytius et al. (2004) presentan los resultados de diez años de medidas de campo en un suelo expansivo de Maryland, en el centro-este de Australia. Durante este estudio se detectaron movimientos, que por término medio eran de 58 mm. Tras la realización de ensayos Shrink-Swell Test a muestras procedentes de la misma ubicación, la predicción de movimientos arrojada por el método es de 57 mm., siendo en este caso muy buena la aproximación generada.

Nelson et al. (2006) analizan el comportamiento de suelos expansivos mediante el uso de ensayos edométricos tradicionales, principalmente ensayos de hinchamiento libre, presión de hinchamiento e inundación bajo carga vertical constante.

El modelo planteado por estos autores se basa en una relación entre la presión aplicada y el porcentaje de hinchamiento que sufre la muestra. En la figura siguiente (Fig. 2.15) se refleja un esquema típico de las trayectorias y ensayos realizados para la determinación de los parámetros de este método.

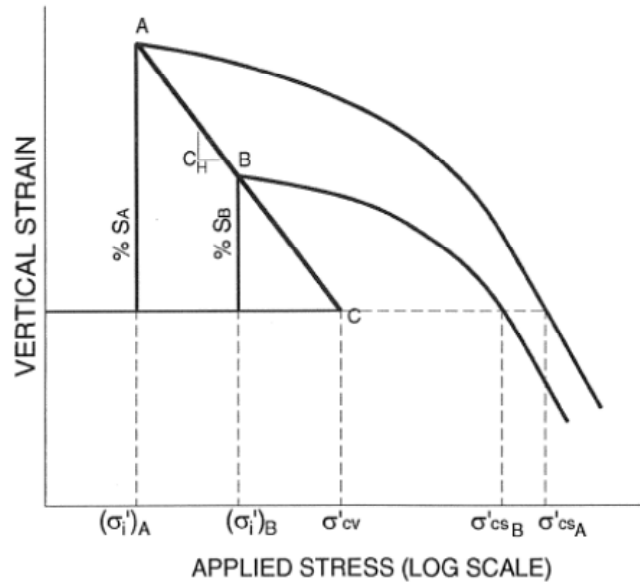


Figura 2.15. Determinación del Índice de Levantamiento (C_H)

El $\%S_A$ se corresponde con el porcentaje de hinchamiento que sufre la muestra, tras inundación, bajo una presión vertical σ'_A . Análogamente, $\%S_B$ es el porcentaje de hinchamiento que sufre la muestra tras su inundación bajo la presión σ'_B . Con σ'_{cv} se representa la presión de hinchamiento del material ensayado, obtenida en un ensayo edométrico manteniendo el volumen constante. Tal y como se aprecia en la Fig. 2.15, la relación existente entre los porcentajes de deformación y las presiones aplicadas (en escala logarítmica) sigue una tendencia lineal, cuya pendiente es el Índice de Levantamiento (C_H).

$$C_H = \frac{\%S_A}{\log\left(\frac{\sigma'_{cv}}{\sigma'_A}\right)} \quad \text{Ecuación 2.38}$$

De esta forma, la expansión que sufre un determinado estrato de espesor h , con Índice de Levantamiento C_H y sometido a una presión vertical σ'_A , tras su inundación se puede expresar como:

$$u_z = h \cdot C_H \cdot \log\left(\frac{\sigma'_{cv}}{\sigma'_A}\right) \quad \text{Ecuación 2.39}$$

Vanapalli et al. (2010) proponen un modelo sencillo para la evaluación de los desplazamientos que sufre un suelo expansivo, tras su inundación, sometido a la carga

característica que le transmitiría una estructura ligera. Este modelo se basa en los estudios realizados previamente por Fredlund (1983) y Hamber y Nelson (1984), e intenta eliminar algunas de las limitaciones que tenían estos dos últimos estudios.

El desarrollo expuesto por Vanapalli et al. (2010) parte de la ecuación propuesta por Fredlund (1983), la cual se puede desarrollar como:

$$\Delta H = C_s \frac{H_i}{1+e_0} \log\left(\frac{P'_f}{P'_s}\right) = \left[C_s \frac{H_i}{1+e_0} \log(P'_f) \right] - \left[C_s \frac{H_i}{1+e_0} \log(P'_s) \right] \quad \text{Ecuación 2.40}$$

En esta expresión, C_s es el Índice de Hinchamiento, H_i es la potencia del estrato estudiado, P'_f es la presión efectiva en el punto de estudio y P'_s es la presión de hinchamiento corregida. El primer término se corresponde con la parte del desplazamiento asociado a la carga aplicada al terreno, y el segundo término (negativo) se corresponde con el desplazamiento debido al carácter expansivo de la muestra.

Teniendo en cuenta el método de Hamberg y Nelson (1984), este segundo término se puede aproximar según la siguiente expresión.

$$C_s \frac{H_i}{1+e_0} \log(P'_s) \propto C_w \frac{H_i}{1+e_0} \Delta w \quad \text{Ecuación 2.41}$$

$$\log(P'_s) \propto \frac{C_w}{C_s} \Delta w \quad \text{Ecuación 2.42}$$

Para que esta última relación sea una identidad, es necesario incluir un factor de corrección en el modelo (K).

$$\log(K \cdot P'_s) = \frac{C_w}{C_s} \Delta w \quad \text{Ecuación 2.43}$$

Poniendo la expresión 2.43 en función de la presión de hinchamiento corregida obtenemos.

$$P'_s = \frac{10^{\left(\frac{C_w}{C_s} \Delta w\right)}}{K} \quad \text{Ecuación 2.44}$$

Sustituyendo la ecuación 2.44 en la 2.40, obtenemos la expresión que, según Vanapalli et al. (2010) predice el desplazamiento que sufre un suelo expansivo natural.

$$\Delta H = C_s \cdot \frac{H}{1+e_0} \cdot \log \left(\frac{K \cdot P_{1f}}{10 \left(\frac{C_w}{C_s} \Delta w \right)} \right) \quad \text{Ecuación 2.45}$$

La información que requiere esta expresión se centra en tres parámetros: el Índice de Hinchamiento (C_s), el Módulo de Succión (C_w) y el parámetro de corrección K .

Usando los datos extraídos de la literatura, se puede realizar una correlación entre los parámetros C_s y C_w con el Índice de Plasticidad (I_p). Los datos existentes en la literatura provienen del estudio de suelos expansivos de múltiples ubicaciones repartidas por todo el mundo.

En la Fig. 2.16 se representan los valores de C_w frente al I_p de varios tipos de suelos arcillosos, obteniéndose que para valores de Índice de Plasticidad superiores al 30% ($I_p > 30$), dicho parámetro tiende a un valor constante de 0.024, con una pequeña dispersión en los valores. Cabe destacar que la mayoría de los suelos expansivos tienen un Índice de Plasticidad superior al valor que se ha considerado como umbral para considerar constante el parámetro C_w .

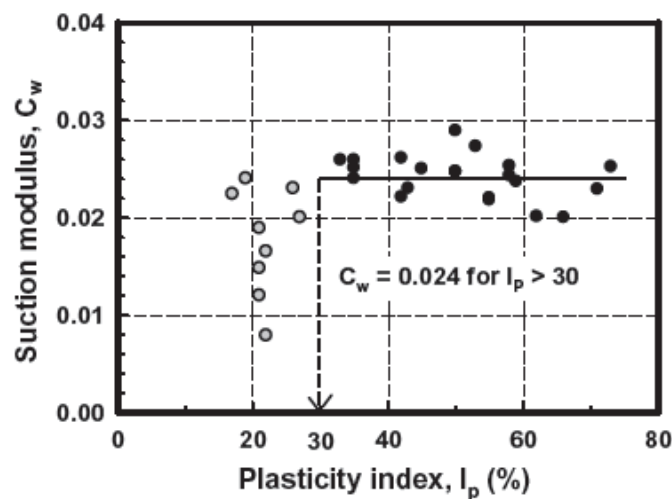


Figura 2.16. Correlación entre C_w e I_p (%) para varios tipos de suelos.

Vanapalli et al. (2010).

Análogamente, Vanapalli et al. (2010) correlacionan el Índice de Hinchamiento con el Índice de Plasticidad extrayendo resultados de ensayos existentes en la bibliografía.

Representando ambos índices en una misma gráfica, obtenemos la tendencia reflejada en la Fig. 2.17.

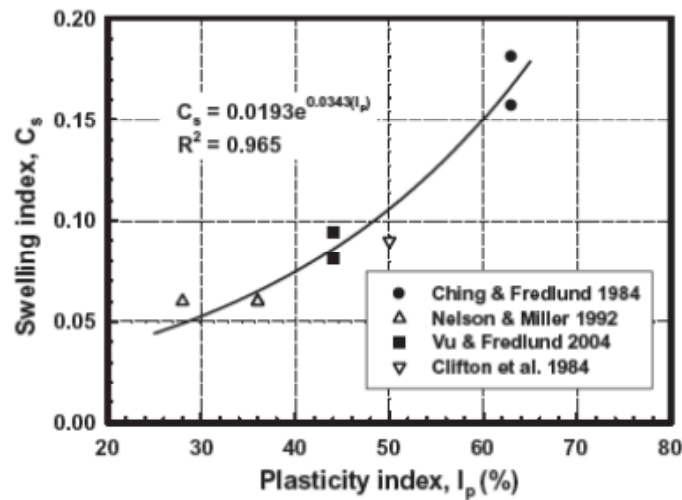


Figura 2.17. Correlación entre C_s e I_p (%) para varios tipos de suelos.
Vanapalli et al. (2010).

Se puede apreciar en esta figura que, con un grado de aproximación bastante bueno ($R^2 = 0.965$), se pueden relacionar ambos índices de forma exponencial. La expresión que mejor ajusta a los datos experimentales obtenidos por varios autores es:

$$C_s = 0.019 \cdot e^{0.0343 \cdot I_p} \quad \text{Ecuación 2.46}$$

Para el parámetro de corrección K , también se realiza un ajuste entre datos experimentales extraídos de la literatura, basados en ensayos realizados a suelos de Canadá, Sudán y Estados Unidos. Se representan en la Fig. 2.18 dos correlaciones, una que relaciona K con I_p e Δw (denominada K_I) y otra que relaciona directamente K con Δw (denominada K_{II}). Esta segunda presenta un grado de correlación muy bueno ($R^2 = 0.997$).

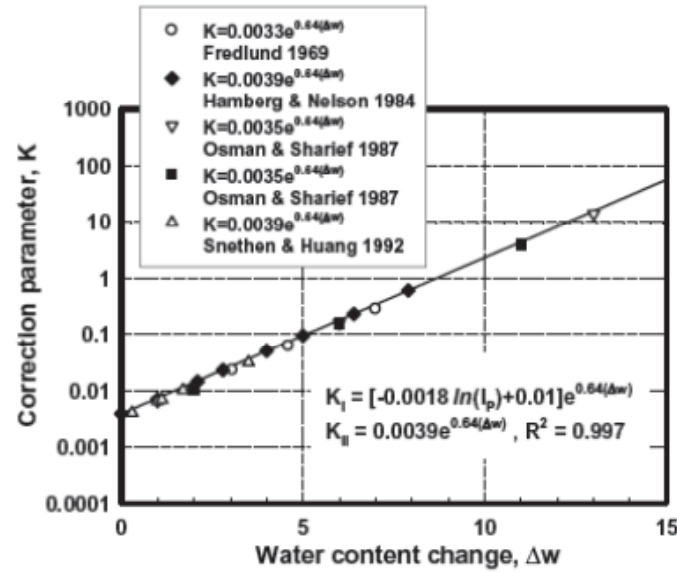


Figura 2.18. Correlación entre K e I_p , Δw para varios tipos de suelos.
Vanapalli et al. (2010).

Las dos correlaciones expuestas por los autores son:

$$K_I = [-0.0018 \ln(I_p) + 0.01] \cdot e^{0.64 \cdot \Delta w} \quad \text{Ecuación 2.47}$$

$$K_{II} = 0.0039 \cdot e^{0.64 \cdot \Delta w} \quad \text{Ecuación 2.48}$$

Para poder validar las predicciones de desplazamientos, se comparan los resultados obtenidos mediante el método propuesto por Fredlund (1983), el propuesto por Hamberg y Nelson (1984) y el propuesto por Vanapalli et al. (2010) (incluidas las dos correlaciones K_I y K_{II}), con valores extraídos del trabajo realizado por Yoshida et al. (1983), que estudia los desplazamientos que tiene un suelo expansivo localizado en Saskatchewan, Canadá (Fig. 2.19). Este terreno tiene un Límite Líquido medio de 77% y un Límite Plástico medio de 33%, midiéndose en el mismo una profundidad de capa activa de 2.3 metros.

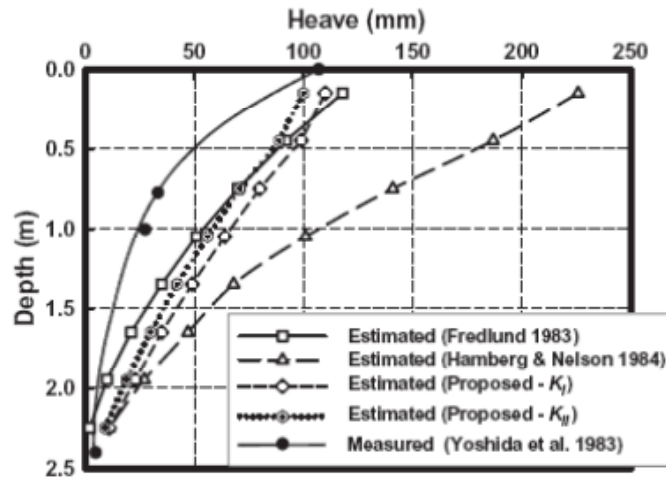


Figura 2.19. Comparación de valores medidos in-situ con los valores obtenidos según modelos. Vanapalli et al. (2010).

Tal y como se aprecia en la Fig. 2.19, el modelo de Hamberg y Nelson (1984) sobrevalora los desplazamientos sufridos por el terreno, sin embargo, el modelo propuesto por Fredlund (1983) y el enunciado por Vanapalli et al. (2010) se parecen mucho a nivel de resultados. Dentro de este último modelo, el uso del factor de corrección K_I aporta mayor aproximación en la zona profunda de la capa activa, a diferencia del uso del factor de corrección K_{II} que aporta mayor precisión en la zona más superficial de la capa activa.

Puppala et al. (2014) establecen un modelo muy sencillo para predecir las deformaciones de hinchamiento o contracción que sufre un suelo arcilloso al variar la humedad. Realizan una batería de ensayos de laboratorio a cinco suelos potencialmente expansivos provenientes de Fort Worth, Paris, San Antonio, El Paso y Houston, en Texas (USA). Para caracterizar estos suelos realizaron ensayos de Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC), compactación mediante Proctor Normal, medida de deformaciones mediante Shrink Test y ensayos de hinchamiento libre sin coacción de deformación lateral, así como la caracterización de su capacidad de retención de agua a través de la curva característica de cada suelo, obtenida mediante ensayos de placa de succión (Puppala et al., 2013).

Los autores correlacionan las deformaciones de hinchamiento y contracción con dos parámetros muy usados en la Mecánica del Suelo: el Índice de Plasticidad (I_p) y la humedad gravimétrica (w).

Tanto para el comportamiento expansivo como para los movimientos de contracción, determinan la relación existente entre las deformaciones axiales y volumétricas, concluyendo que éstas son independientes del I_p que posea el terreno (Figs. 2.20 y 2.21)

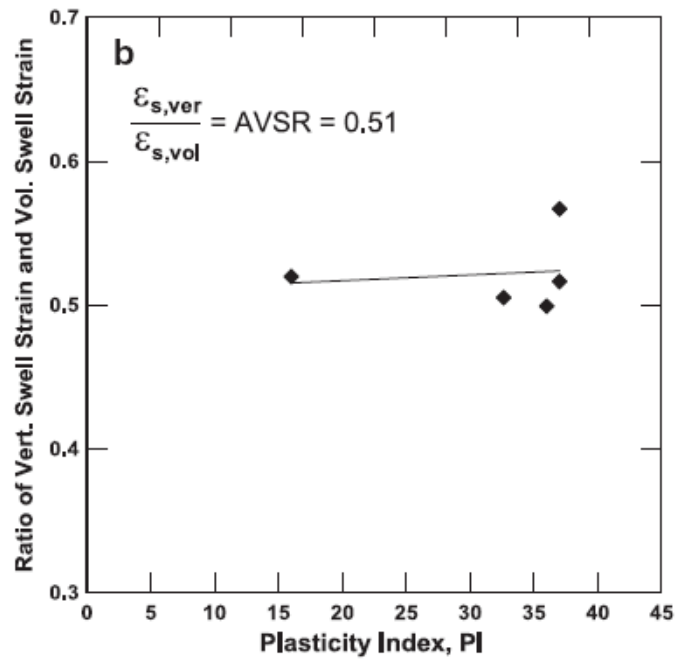


Figura 2.20. Correlación entre el ratio de deformación de hinchamiento e I_p . Puppala et al. (2014).

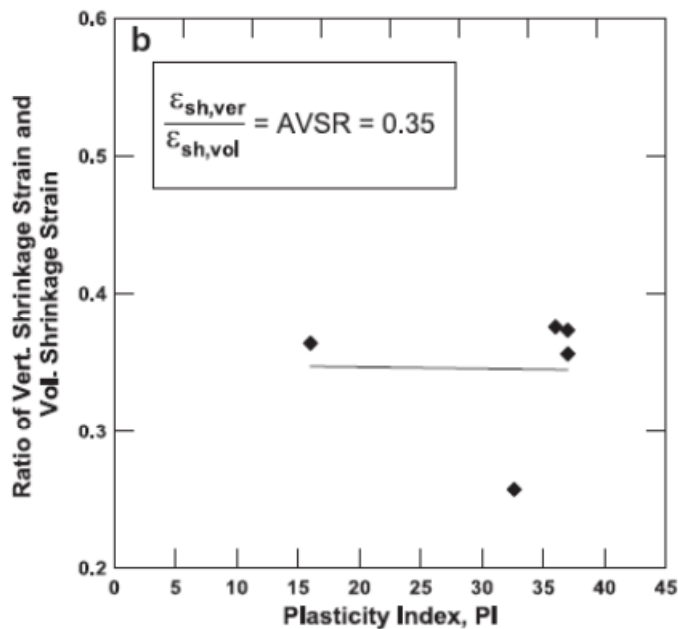


Figura 2.21. Correlación entre el ratio de deformación de contracción e I_p . Puppala et al. (2014).

Tradicionalmente, para correlacionar las deformaciones verticales con las volumétricas se ha usado la Teoría de la Elasticidad, obteniéndose que la relación entre ellas es de 0.33 (valor teórico = 1/3), pero en este trabajo se indica que, para el caso de deformaciones de hinchamiento, esta relación es algo mayor, llegando al valor de 0.51. Para las deformaciones de contracción, la relación teórica extraída aplicando la Teoría de la Elasticidad se aproxima más al valor medido mediante ensayos, que es de 0.35.

Para correlacionar las deformaciones de hinchamiento o retracción (volumétricas, axiales y radiales) con el I_p , se usa la teoría desarrollada por Chen (1983), cuyo modelo toma la forma:

$$\varepsilon_{\text{swell-shrink}} = k \cdot I_p^n \quad \text{Ecuación 2.49}$$

Donde $\varepsilon_{\text{swell-shrink}}$ es la deformación (volumétrica, axial o radial) de hinchamiento o contracción, I_p es el Índice de Plasticidad y k y n son dos parámetros ajuste.

El uso de este modelo genera unas aproximaciones bastante buenas (R^2 entre 0.96 y 0.98) para las deformaciones en muestras compactadas a la humedad óptima del ensayo Proctor Normal y del lado húmedo de la misma, sin embargo, para compactaciones del lado seco, la correlación es más deficiente (R^2 entre 0.64 y 0.93).

Puppala et al. (2014) proponen un método basado en el trabajo realizado por Kodikara y Choi (2006), que consideran una relación lineal entre las deformaciones axiales, radiales y volumétricas, con el cambio de humedad que sufre la muestra:

$$\varepsilon_{\text{swell-shrink}} = \alpha \cdot \Delta w \quad \text{Ecuación 2.50}$$

Donde $\varepsilon_{\text{swell-shrink}}$ es la deformación (volumétrica, axial o radial) de hinchamiento o contracción, α es un coeficiente de proporcionalidad e Δw es el cambio de humedad gravimétrica.

Este método tiene como ventaja el uso del parámetro “humedad gravimétrica” para la predicción de asientos, ya que es un dato de fácil obtención tanto in situ (mediante sondas de humedad) como en ensayos de laboratorio. Para comprobar la bondad de las predicciones realizadas por este modelo, de elevada simplicidad, analizan la evolución de las deformaciones con los cambios de humedad de una arcilla remoldeada (Fig. 2.22 y 2.23), obteniéndose que el índice de correlación R^2 para el caso de deformaciones de

hinchamiento, varía entre 0.84 y 0.95, mientras que para deformaciones de contracción se encuentra entre 0.71 y 0.79. En este último caso, la dispersión de resultados es mayor, pero puede compensar con la simplicidad del modelo planteado.

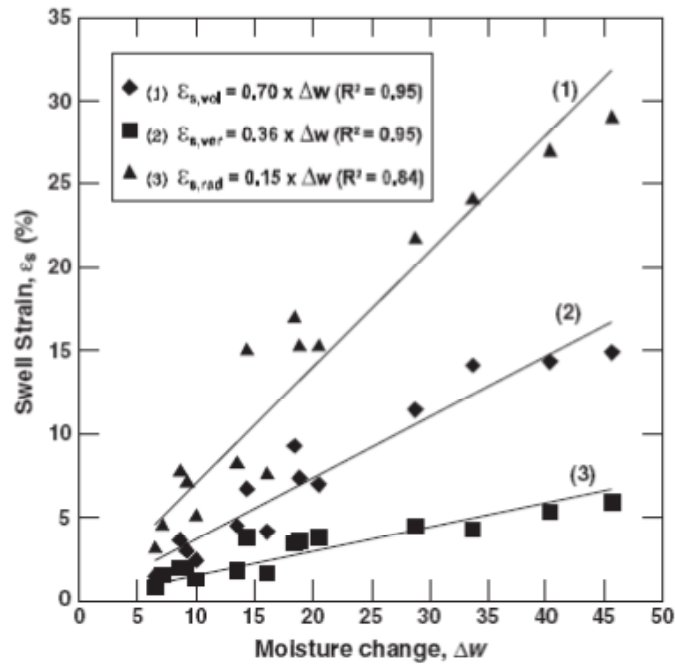


Figura 2.22. Correlación entre el ratio la deformación de hinchamiento y Δw . Puppala et al. (2014).

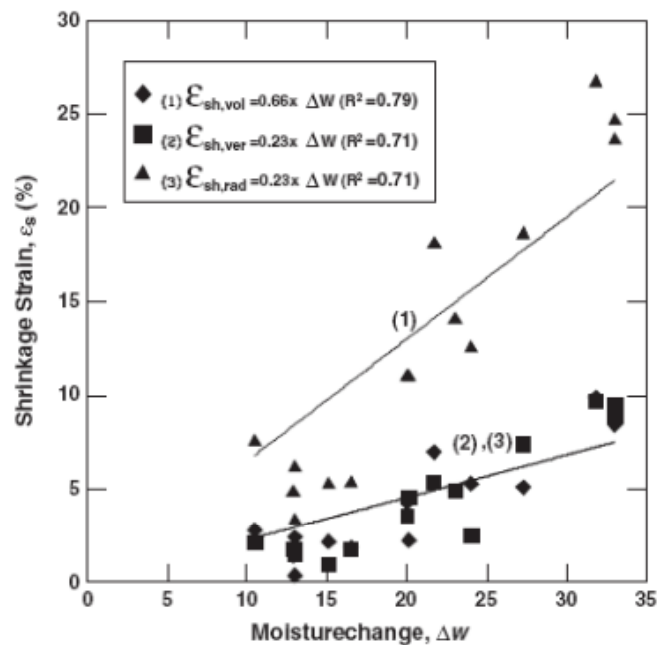


Figura 2.23. Correlación entre el ratio la deformación de contracción y Δw . Puppala et al. (2014).

Para poder corroborar el grado de precisión del modelo, Puppala et al. (2014) analizan los desplazamientos medidos en varios sitios de Texas (USA), comparando el modelo indicado en la Ec. 2.50 con otros modelos usados habitualmente para la predicción de desplazamientos como el de Lytton (1977) o la resolución numérica mediante el Método de Elementos Finitos (MEF). En la Fig. 2.24 se aprecia como el modelo planteado genera valores similares a los estimados por el MEF, con un grado de aproximación medio a los medidos in situ en los emplazamientos analizados.

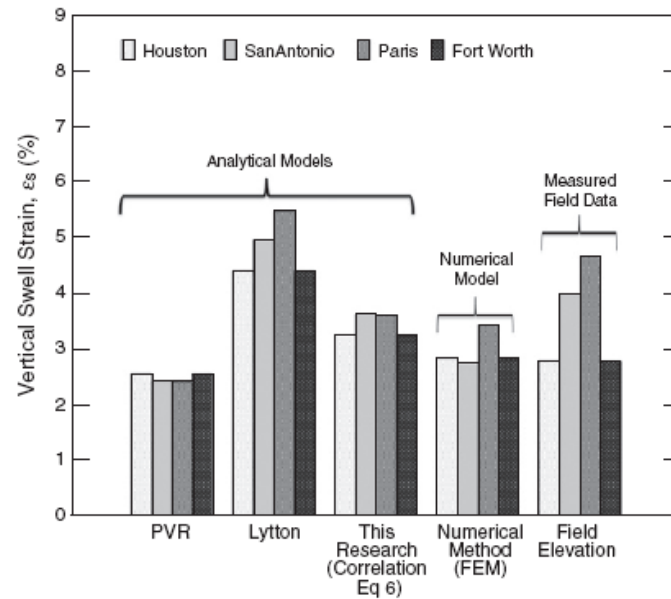


Figura 2.24. Correlación entre el ratio la deformación de contracción y Δw .
Puppala et al. (2014).

2.3- Ciclos de humectación y secado en suelos parcialmente saturados. Fenómeno de fatiga por ciclos de succión.

Con carácter general, el material presente en la capa activa de un terreno se encuentra sometido a fluctuaciones de humedad, que vienen motivadas por acciones medioambientales (etapas de lluvias y de sequía), por la vegetación (las raíces provocan desecación del terreno), por acciones extraordinarias como la rotura de canalizaciones enterradas, arquetas, o por la acción humana, como el caso de la apertura de zanjas para construcción, el rebajamiento o modificación del nivel freático por explotación de acuíferos o por la construcción de infraestructuras, y en los últimos tiempos, por la proliferación de la Geotermia y el aumento de uso de las cimentaciones denominadas “activas”, que intercambian calor con el terreno.

Las fluctuaciones de humedad en el terreno debido a la acción del clima tienen un marcado carácter cíclico, correlacionado directamente con las distintas estaciones lluviosas (infiltración de agua en el terreno) y las estaciones secas (evaporación del agua del terreno). Una variación en la humedad del suelo lleva asociada una variación en su succión. En la Fig. 2.25 encontramos un perfil teórico de la variación que sufre la succión en la capa activa de un terreno según las investigaciones realizadas por Mitchell (1979).

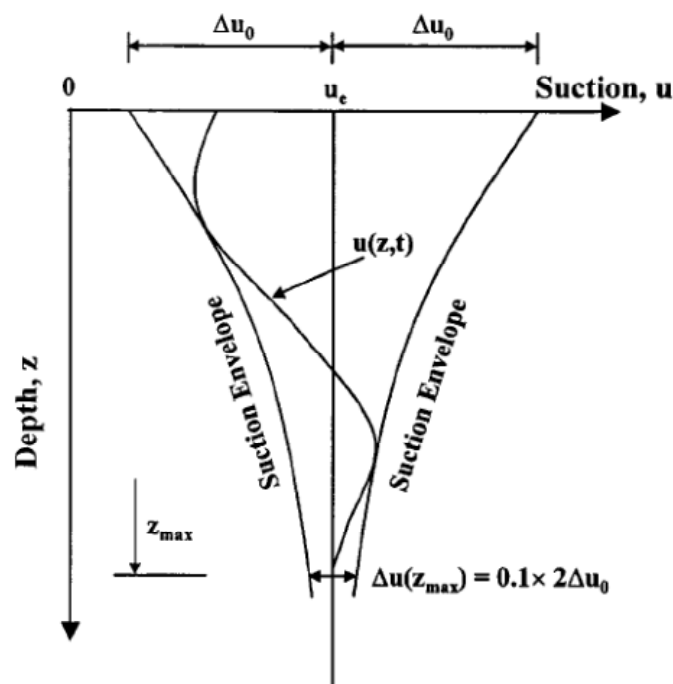


Figura 2.25. Perfil de succión en la zona activa, Mitchell (1979).

El estudio del comportamiento de los suelos no saturados situados en la zona activa, al sufrir ciclos de humectación y secado (disminución y aumento de la succión), ha sido una de las líneas de investigación que la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados ha seguido durante los últimos años, ya que fenómenos como la expansividad o el colapso a largo plazo están directamente relacionados con estas variaciones de humedad.

No sólo el comportamiento volumétrico ha centrado el interés de estos estudios, sino también cómo influyen los diversos ciclos de variación de succión en las características morfológicas del terreno, ya que puede ser susceptible de sufrir una elevada degradación.

Dif y Bluemel (1991), partiendo de trabajos anteriores como los de Chen (1965) y Rao y Satyadas (1987), analizan el comportamiento de muestras inalteradas de arcillas expansivas bajo ciclos de humectación y secado. Los ensayos se realizaron en dos tipos distintos de arcillas, la primera procedente de Hoheneggelsen, situado a unos 70 km al sureste de Hannover (Alemania), que presenta un Límite Líquido comprendido entre el 48 y el 55%, un Índice de Plasticidad medio de 35 y un contenido de arcilla entre el 60 y el 63%. La segunda muestra de arcilla se obtuvo cerca de la ciudad de Poznan (Polonia), y posee un Límite Líquido superior a la anterior (entre un 62% y un 74%), un Índice de Plasticidad medio de 45 y un contenido de arcilla comprendido entre un 67% y un 69%.

La profundidad a la que se extrajeron las muestras, en ambos casos, varía entre los 1.5 metros y los 5.5 metros.

Para realizar los ensayos de ciclos de humectación y secado, estos investigadores modificaron una célula edométrica convencional, mecanizándole sendos conductos por los cuales se introduce aire comprimido seco, que se difunde por los discos porosos superiores e inferiores, y provocan el secado de la muestra. Esta modificación permite la aplicación de los ciclos bajo una presión vertical de carga constante, que en el caso de los ensayos realizados por estos autores ha sido de 100 y 200 kPa, simulando la carga que una cimentación puede transmitir a dicho terreno.

Las muestras, tras dejarse consolidar bajo la carga vertical impuesta, eran sometidas a varios ciclos de aumento y disminución de la humedad. La trayectoria de humectación se realizaba mediante inundación, y la de secado imponiendo una corriente de aire comprimido seco a una presión comprendida entre 0.02 y 0.04 bar. No se realizaba un control de la succión impuesta a la muestra dentro del edómetro. Durante la aplicación

de los distintos ciclos de humectación y secado, se midió la deformación vertical que tenía la muestra (Fig. 2.26).

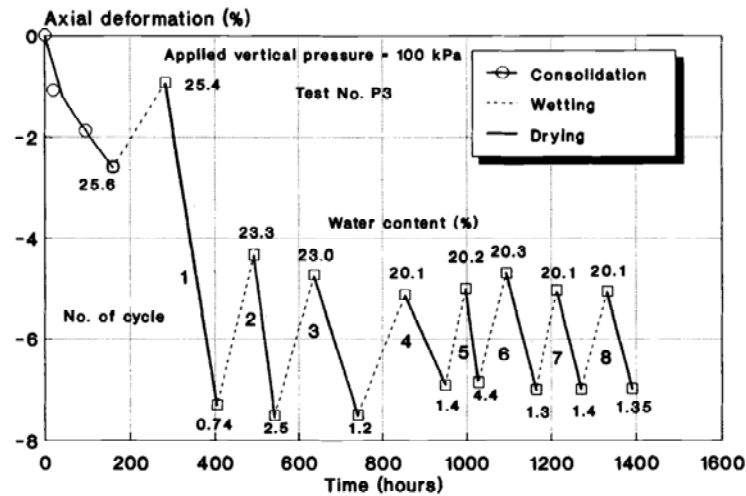


Figura 2.26. Evolución de la deformación vertical ante ciclos de humedad.

Dif y Bluemel (1991).

En la anterior figura se aprecia la secuencia de deformaciones que sufre una de las muestras cuando es sometida a 8 ciclos de humectación y secado. Cada trayectoria de cambio de humedad ha sido impuesta durante 100 horas aproximadamente, por lo que, a la vista del contenido de arcilla que presentan las muestras, puede ser que el tiempo no haya sido suficiente para que se haya alcanzado el equilibrio de succión.

Los autores comprueban que, en los ciclos iniciales, las deformaciones durante la fase de contracción (secado) son mayores que durante la fase de expansión (humectación). El hinchamiento de las muestras disminuye conforme aumenta el número de ciclos, hasta estabilizarse tras unos 5 ciclos de humectación y secado.

Este fenómeno de estabilización de las deformaciones tras los ciclos es denominado por Dif y Bluemel (1991) como “fenómeno de fatiga” durante ciclos de humectación y secado (Fig. 2.27). La estabilización consiste en un estado de deformaciones reversibles en el cual, si variamos las trayectorias de humectación y secado, las deformaciones verticales que sufre el terreno se mueven siempre dentro de unos mismos valores.

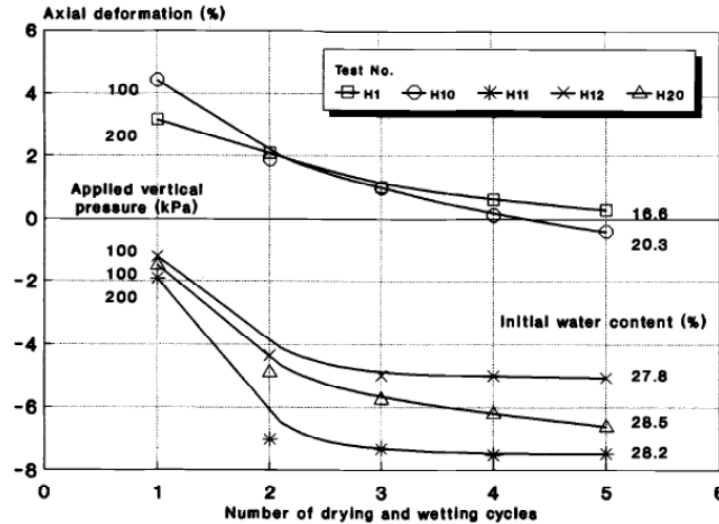


Figura 2.27. Fenómeno de fatiga durante ciclos de humectación y secado. Dif y Bluemel (1991).

Estos autores asocian este comportamiento a la reordenación que sufre la estructura de la arcilla al ser sometida a repetidos ciclos de cambio de humedad. Tras un determinado número de ciclos, la estructura interna queda totalmente reordenada y entra en un estado de deformaciones constantes y reversibles cuando se realizan nuevas trayectorias de humectación o secado.

Al-Homoud et al. (1995) someten seis muestras de suelos expansivos (extraídas a profundidades comprendidas entre los 2.5 y 6 metros) provenientes de Irbid (Jordania), a ciclos de humectación y secado. Los ensayos granulométricos realizados a las muestras indican que tienen un contenido de arcillas entre el 50% y el 80%, un contenido de limo entre el 10% y el 45%, y en torno a un 15% de arenas. A su vez, la fracción de arcilla se descompone en un 80% de Esmeclita e Illita, y un 20% restante de Caolinita. Los límites líquidos de las muestras se encuentran comprendidos entre un 65% y un 90%, estando el Límite Plástico dentro del rango del 15% al 40%.

Las probetas usadas en los ensayos realizados por estos autores fueron remoldeadas a la humedad y densidad que posee el terreno a las profundidades de las que fueron extraídas. Usar muestras remoldeadas permite controlar y homogeneizar las propiedades de cada probeta, pero altera la estructura interna de la arcilla.

Los ensayos realizados seguían la siguiente secuencia: Se introducía la muestra (compactada ya en un anillo edométrico) en una célula edométrica y se inundaba, bajo una presión vertical inferior a los 10 kPa (ensayo de hinchamiento libre) durante 24 horas, midiéndose de esta forma su hinchamiento libre. Posteriormente se extraía y se dejaba secar al aire, controlando la evolución de su humedad gravimétrica repetidas

veces durante un tiempo total de secado de 24 horas. Posteriormente se volvía a introducir en la célula edométrica para ser inundada y comenzar de nuevo otro ciclo de humectación y secado. Durante la aplicación de los ciclos se evalúa la deformación vertical que toma la muestra (Fig. 2.28).

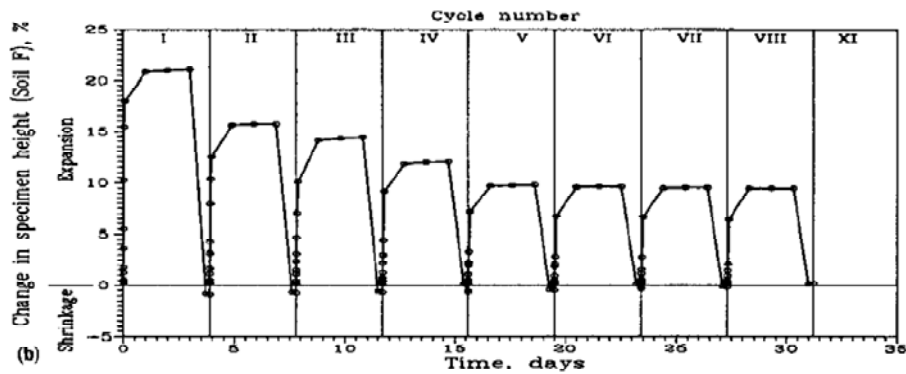


Figura 2.28. Evolución de la deformación vertical tras ciclos de humectación y secado.

Al- Homoud et al. (1995).

La figura anterior refleja (para una muestra concreta) como el hinchamiento asociado al primer ciclo de humectación es el mayor de todos, reduciéndose este valor conforme se aumenta el número de ciclos, hasta hacerse prácticamente constante. En la Figura 2.29 se representa la evolución del porcentaje de hinchamiento con respecto al número de ciclos de todas las muestras ensayadas, llegándose a la conclusión de que existe un determinado número de ciclos a partir del cual, el comportamiento del material es indiferente a los cambios de humedad. Este estado también ha sido denominado, por estos autores, como “fatiga” debida al hinchamiento.

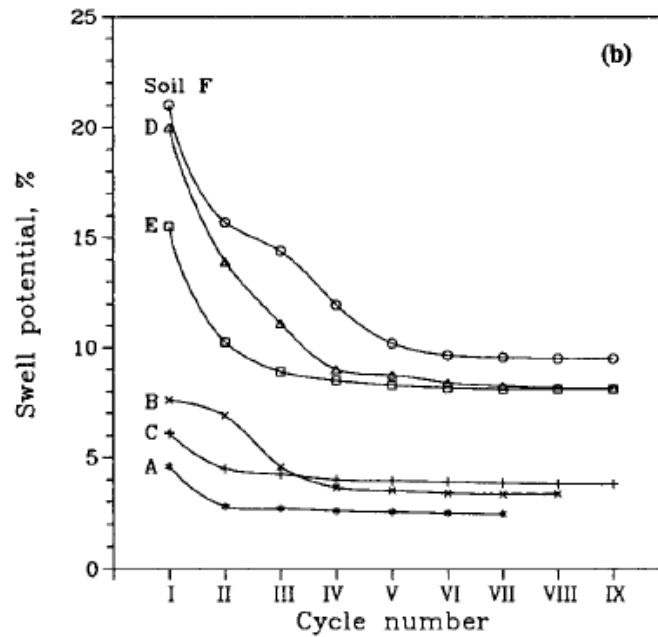


Figura 2.29. Evolución del potencial de hinchamiento tras ciclos de humectación y secado. Al- Homoud et al. (1995).

Para explicar este comportamiento, Al-Homoud et al. (1995) visualizan las probetas, después de cada ciclo de humectación y secado, en un microscopio de barrido electrónico. Inicialmente la estructura que presentaba la muestra era de tipo turbostrática, sin una orientación determinada. Conforme aumenta el número de ciclos, la estructura se va haciendo más uniforme, con una orientación más clara y una menor porosidad, por lo que es más difícil que absorba agua. Este hecho explica que la plasticidad de la muestra, medida a través del valor del Límite Líquido y del Límite Plástico después de los ciclos de humectación y secado, disminuya severamente, obteniéndose una reducción del 20% en el valor del Límite Líquido y una reducción hasta del 40% en el Índice de Plasticidad.

Basma et al. (1996) llega a similares resultados realizando ciclos de humectación y secados totales y parciales a cinco muestras distintas de suelos arcillosos remoldeados, con Límites Líquidos comprendidos entre el 53% y el 81%, Índices de Plasticidad entre el 15% y el 38% y Actividad entre 0.48 y 0.66.

Tras la realización de los ensayos, comprueban que tras cuatro o cinco ciclos, la estructura de la arcilla cambia totalmente, generándose una orientación de los agregados y partículas en forma de bandas, además de alcanzarse ese estado de equilibrio definido anteriormente como “fatiga” de las muestras (Fig. 2.30).

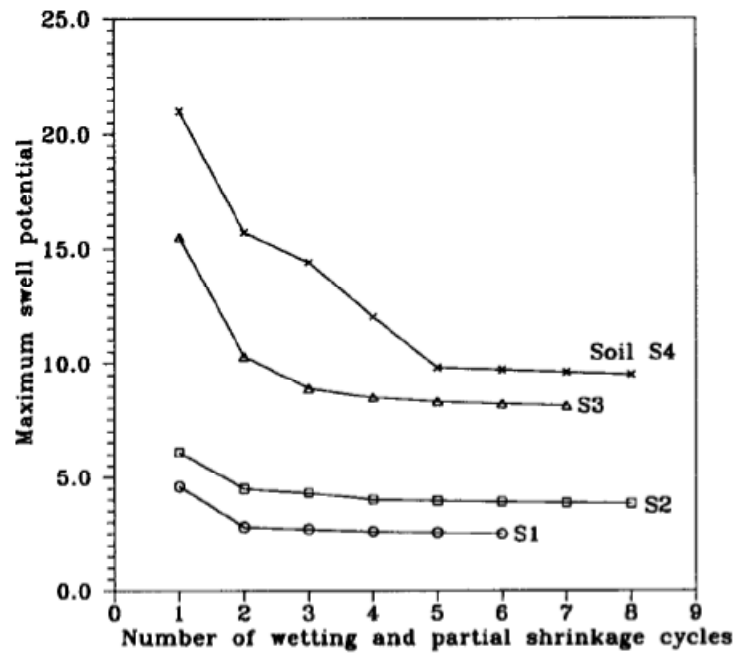


Figura 2.30. Evolución del potencial de hinchamiento tras ciclos de humectación y secado. Basma et al. (1996).

Tsige (1999) realiza un profundo estudio sobre la microfábrica y la mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir, usando para ello muestras inalteradas extraídas de varias ubicaciones a lo largo del Valle del Río Guadalquivir. Uno de los fenómenos estudiados por esta autora es la gran alterabilidad que posee este material al ser sometido a cambios de humedad. Para ello, realiza sobre las muestras ensayos de inmersión en agua y ciclos de humectación y secado, tanto en muestras confinadas edométricamente (sin carga vertical) como para muestras sin confinamiento. No se realiza un análisis deformacional, pero sí se estudia la evolución morfológica que sufre la Marga Azul.

Desde los primeros ciclos de humectación y secado aparecen fisuras y signos de degradación, pero es a partir del décimo ciclo cuando se evidencia un cambio brusco en la estructura del suelo, formándose microagregados irregulares por toda la masa de la probeta. Después de veinticinco ciclos, la estructura original de la Marga Azul ha desaparecido completamente y aparece otra con una ordenación más caótica, formada por microagregados en estado disperso. A pesar de sufrir un cambio en la estructura, Tsige (1999) comprueba que los ciclos de humectación y secado no provoca cambios mineralógicos en la Marga Azul, aunque indica que es posible que se realice una transformación de la Illíta hacia la Esmectita tras un elevado número de ciclos de humectación y secado (en torno a 40 ciclos).

Para formular una nueva evolución del Modelo Elastoplástico de Barcelona (BBM), extendido a suelos muy expansivos, Alonso et al. (1999) recopilan los datos de los ensayos realizados por Pousada (1984) y Dif y Bluemel (1991), con los cuales formulan matemáticamente el nuevo Barcelona Basic Model para suelos expansivos (BExM). Pousada (1984) realiza ciclos de humectación y secado, controlando la succión, a muestras de arcillas procedentes de Madrid (España). Estas muestras tienen un Límite Líquido del 71%, un Límite Plástico del 30%, y fueron compactadas a una w_{opt} y γ_{dmax} del 33% y 13.4 kN/m³ respectivamente.

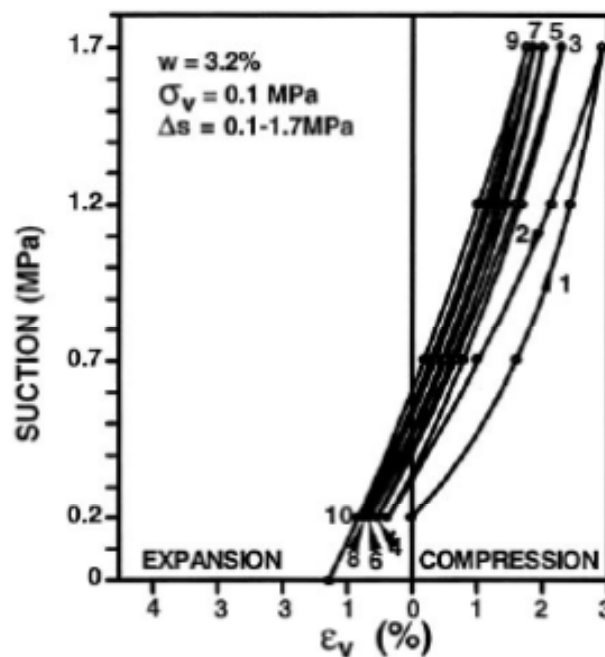


Figura 2.31. Acumulación de deformaciones durante los ciclos de succión.

Pousada (1994).

Los ciclos de succión empleados por Pousada (1984) tienen un rango comprendido entre 0.1 y 1.7 MPa, aplicados mediante técnica de traslación de ejes, estando sometidas las muestras a una carga vertical constante de 100 kPa. Tal y como se aprecia en la Figura 2.31, durante los primeros ciclos de humectación y secado se producen las mayores deformaciones. Al aumentar el número de ciclos, las variaciones en las deformaciones entre un ciclo y el siguiente se van reduciendo, hasta hacerse tan pequeñas que las muestras entran en un régimen de deformaciones reversibles ante cambios de succión. Un fenómeno similar sucede con las muestras analizadas por Dif y

Bluemel (1991), cuyas deformaciones ante ciclos de humectación y secado están recogidas en la Figura 2.26.

Estos ensayos permiten a Alonso et al. (1999) incluir un avance en el modelo BBM que permite simular el fenómeno de fatiga que sufre una muestra al ser sometida a ciclos repetidos de aumento y disminución de succión. Este avance se centra en evaluar la relación existente entre las deformaciones microestructurales y las deformaciones plásticas macroestructurales.

En la ingeniería práctica, una de las situaciones en las que el suelo se ve sometido a ciclos de humectación y secado la encontramos en las barreras geológicas (naturales y artificiales) diseñadas para el encapsulamiento de residuos nucleares (Fig. 2.32). Estos residuos, durante su etapa de encapsulamiento sufren variaciones térmicas que se transmiten a las barreras geológicas que los envuelven, pudiendo llegar al agrietamiento de las mismas por pérdida de humedad.

Los terrenos arcillosos plásticos, que poseen una baja permeabilidad, son los más usados en estas barreras. Un ejemplo claro de material usado para la formación de barreras geológicas naturales de cementerios nucleares subterráneos es la Bentonita.

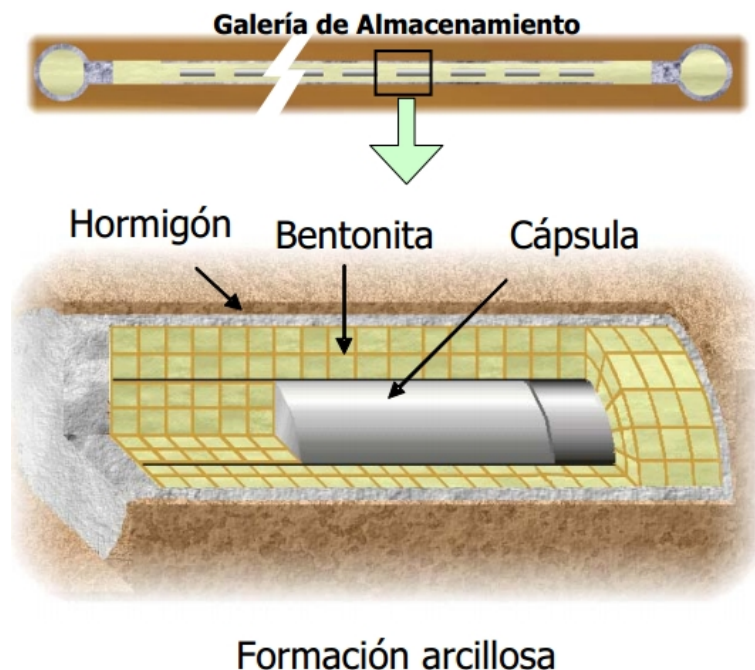


Figura 2.32. Esquema de encapsulamiento subterráneo de residuos nucleares.

Para profundizar en el comportamiento de este tipo de barreras geológicas, Alonso et al (2005) someten a ciclos de humectación y secado a un suelo compuesto por una

mezcla de arena de Sílice (20%) y Bentonita cálcica (80%) compactada estáticamente al 10.5% de humedad y con una densidad seca de 1.5 gr/cm^3 . La Bentonita presenta un Límite Líquido del 93%, un Límite Plástico del 47% y un porcentaje de partículas inferiores a $2 \mu\text{m}$ del 45%. La arena de sílice posee un coeficiente de uniformidad de $C_u = 2$ y un diámetro efectivo $D_{10} = 0.21 \text{ mm}$.

Las probetas compactadas han sido sometidas a ciclos de humectación y secado en un edómetro con control de succión bajo carga vertical constante. Los valores extremos de succión en los ciclos impuestos van desde los 4 MPa (humectación) hasta los 130 MPa (secado) y son aplicados mediante técnica de transferencia de vapor con soluciones de CuSO_4 para la succión más baja, y soluciones de H_2SO_4 para el valor más alto de succión. El tiempo necesario para alcanzar el equilibrio de succión ha sido estimado por los autores en 12 días, y las cargas verticales aplicadas en cada ensayo han sido 98, 196 y 396 kPa. La evolución de la deformación volumétrica (en condiciones edométricas) que presentan las muestras durante los ensayos se reflejan en las siguientes figuras.

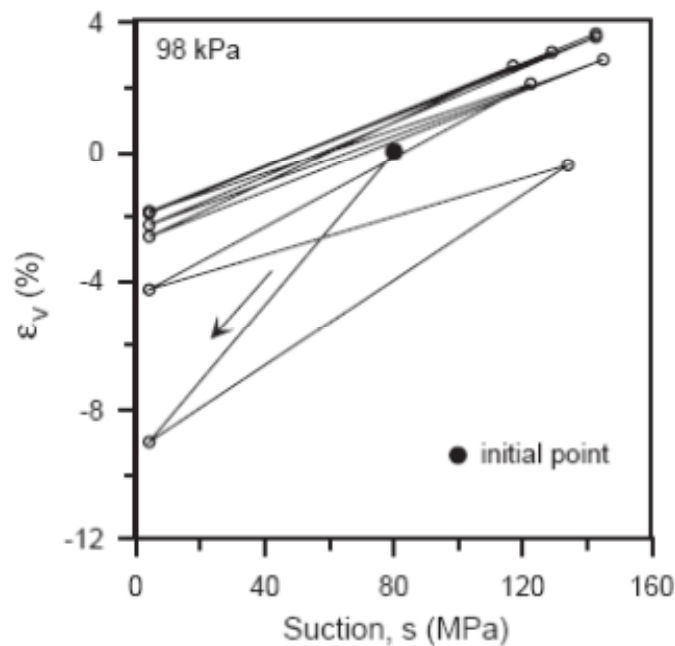


Figura 2.33. Deformación volumétrica en ciclos de humectación y secado, presión vertical: 98 kPa (Alonso et al., 2005).

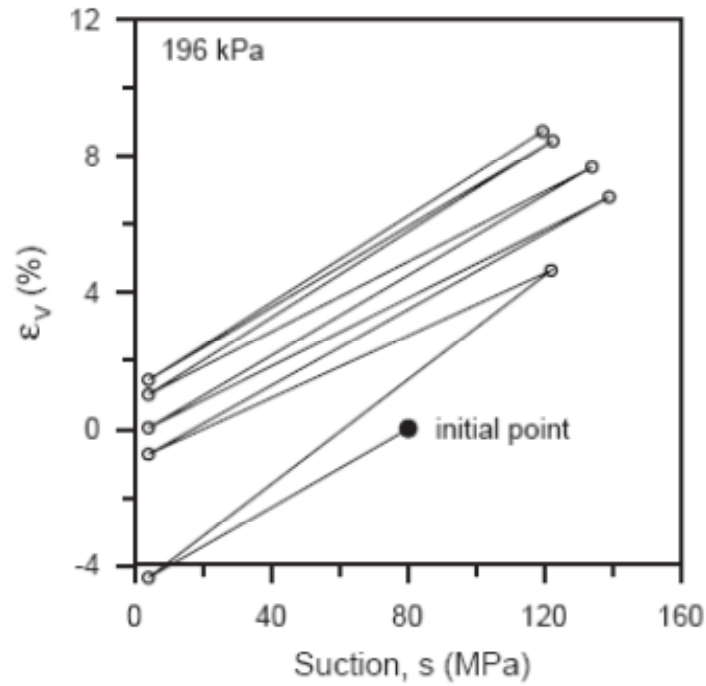


Figura 2.34. Deformación volumétrica en ciclos de humectación y secado, presión vertical: 196 kPa (Alonso et al., 2005).

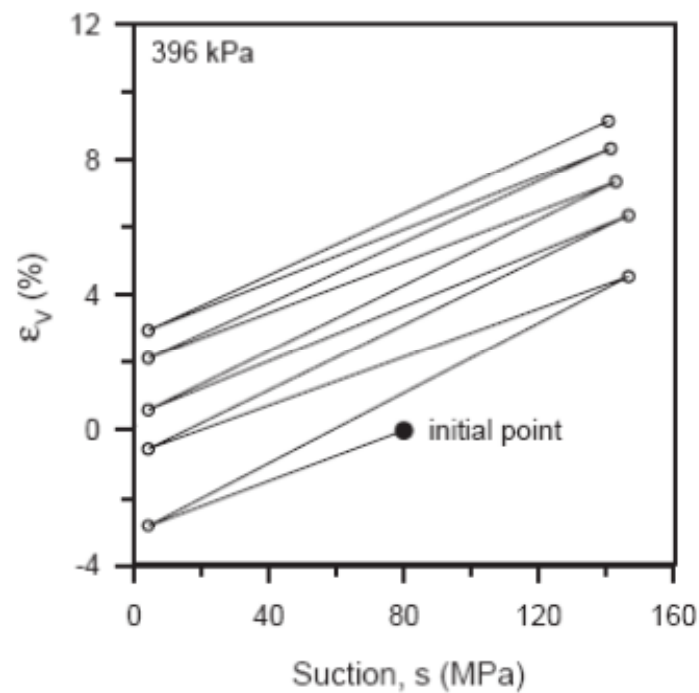


Figura 2.35. Deformación volumétrica en ciclos de humectación y secado, presión vertical: 396 kPa (Alonso et al., 2005).

Tal y como se puede apreciar en estas figuras, las deformaciones volumétricas de contracción en las muestras aumentan conforme se aumenta el número de ciclos de

humectación y secado, de manera que al llegar a un número determinado de ciclos estas deformaciones alcanzan un valor de equilibrio, considerado por los autores como un estado de comportamiento elástico reversible al variar los ciclos de succión. Este comportamiento es analizado dentro del entorno macro y microestructural de la muestra, y se simula, con un buen grado de aproximación, usando el modelo elastoplástico BExM (Alonso et al., 1999).

Un estudio similar fue desarrollado por Nowamooz y Masrouri (2008), con unas muestras compactadas (a 800, 1000 y 1200 kPa de presión) de una mezcla de limos (40%) y Bentonita cálcica (60%). Esta mezcla de materiales generó un Límite Líquido del 87% y un Índice de Plasticidad de 22%. La capacidad de intercambio catiónico de este material es bastante elevada, en torno a los 85 meq/100 g.

Los ciclos de succión fueron impuestos en una célula edométrica, en este caso, mediante técnica osmótica con soluciones de Polyethylene Glycol 6000 (PEG6000), colocando una membrana de celulosa como interfase de separación entre la disolución líquida y la muestra de suelo. La succión inicial de las muestras, medida mediante papel de filtro, tiene un valor de 2.5 MPa, correspondiente a la humedad óptima de compactación. Las cargas verticales que los autores aplican a las muestras durante los ciclos es pequeña, entre 10 y 60 kPa, por lo que aparece un fuerte comportamiento expansivo durante la primera trayectoria de humectación.

Tras los ciclos comprobaron que, para intervalos de succión bajos (entre 0 y 3 MPa), las deformaciones volumétricas en las muestras compactadas eran muy pequeñas, y que para mayores rangos de succión (entre 0 y 8) se producía un aumento considerable de las mismas. Para un elevado número de ciclos y ante los cambios de humedad observaron, al igual que Alonso et. al (2005), que se produce una acumulación de deformaciones de contracción que acaban en un estado de equilibrio, caracterizado por un comportamiento reversible de las deformaciones al variar de una trayectoria de humectación a una de secado.

Tripathy y Rao (2009) aplicaron ciclos de humectación y secado a muestras de arcillas muy plásticas procedentes de Northern Karnataka (India). Las probetas fueron compactadas al 100% de peso específico seco y humedad óptima obtenida en un ensayo Proctor Normal ($w_{opt} = 35\%$ y $\gamma_{dmax} = 12.65 \text{ kN/m}^3$). Este suelo presenta un Límite Líquido del 100%, un Índice de Plasticidad del 58% y un contenido de material arcilloso del 62%. La succión inicial de las probetas se ha determinado a través de la relación existente entre la humedad gravimétrica y la succión en la Curva de Retención

del suelo, que fue calculada mediante técnica de papel de filtro. De esta determinación, se obtiene una succión inicial de 370 kPa.

Los ciclos se aplicaron en edómetros, mediante la inundación de la muestra y su posterior secado por dos métodos distintos, el primer retirando el agua de la célula y dejando secar la muestra al aire (secado parcial) y el segundo mediante la aplicación de calor generado mediante unas resistencias eléctricas incorporadas a la célula edométrica (secado completo). La implementación de esta célula se refleja en la Figura 2.36. Durante toda la duración de los ciclos, las muestras han estado sometidas a una presión vertical de 50 kPa.

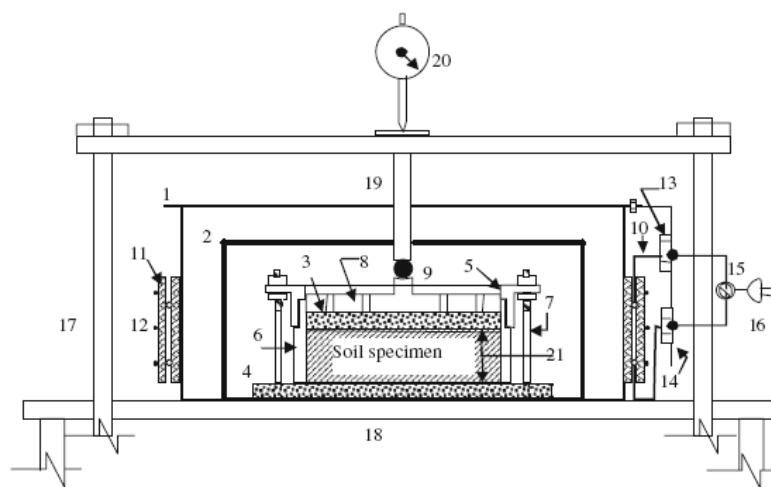


Fig. 3 Schematic diagram of the experimental setup (1- Outer stainless steel jacket, 2- Water jacket, 3- Top porous stone, 4- Bottom porous stone, 5- Top flanged ring, 6- Specimen ring, 7- Tie rod, 8- Pressure pad, 9- Pressure ball, 10- Nichrome coil, 11- Insulation sheet, 12- Binding wire, 13- Porcelain connector, 14- Connection holder, 15- Temperature controller, 16- Power supply, 17- Oedometer loading frame, 18- Base plate of oedometer frame, 19-Loading plunger, 20- Strain dial gauge, 21- Filter paper)

Figura 2.36. Célula edométrica usada por Tripathy y Rao (2009).

Tras la realización de los ensayos, llegaron a la conclusión de que las deformaciones volumétricas, tanto ante secados parciales como casi totales, presentaban un valor límite, de fatiga o de equilibrio, al aumentar el número de ciclos de humectación y secado (Fig. 2.37), extrayendo también como conclusión la dependencia existente entre el índice de compresibilidad de la microestructura y los ciclos de succión aplicados.

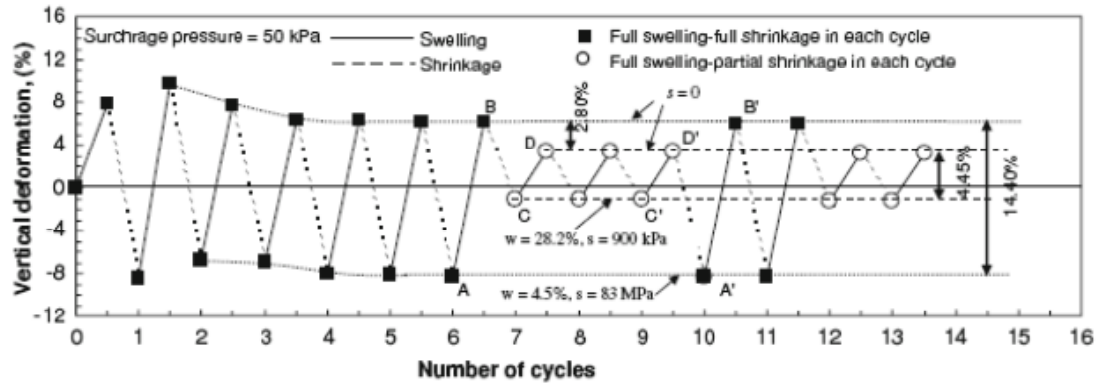


Figura 2.37. Deformaciones verticales tras ciclos de humectación y secado.

Tripathy y Rao (2009).

Para profundizar más en el comportamiento de los suelos arcillosos bajo ciclos de humectación y secado, es necesario acompañar el análisis experimental de deformaciones verticales con un estudio de la evolución de la estructura interna del material, que permita determinar cómo afectan los cambios de succión en la organización de cristales de arcillas y agregados. En esta dirección, Zemenu et al. (2009) estudian el comportamiento que presenta una formación arcillosa denominada “Argiles vertes de Romainville”, que se encuentra en las proximidades de París (Francia), para determinar las causas que están generando graves patologías en las edificaciones construidas sobre este material. Las muestras son extraídas de bloques tallados insitu provenientes de una excavación minera a cielo abierto.

Estas “Argiles vertes” tienen una composición mineralógica basada en un 20% de cuarzo, un 12% de Carbonatos y un 68% de material arcilloso compuesto en su mayoría por Illita, Caolinita y Esmeclita. El Límite Líquido del material está dentro del intervalo 73-75%, el Índice de Plasticidad se encuentra dentro del intervalo 35-38% y la humedad natural de las muestras tiene un valor medio del 27%.

La microestructura está formada por una matriz arcillosa relativamente homogénea en la cual los granos de Cuarzo y Carbonatos se encuentran distribuidos de forma dispersa y aleatoria. Los ensayos de porosimetría realizados indican dos rangos de tamaños de poros en las muestras, uno centrado en las $0.07 \mu\text{m}$ y otro de mayor tamaño, superior a las $10 \mu\text{m}$, denotando un macro y microestructura bien separada. En la siguiente figura se muestran las imágenes que los autores obtienen, mediante técnica SEM, de la microestructura de las probetas.

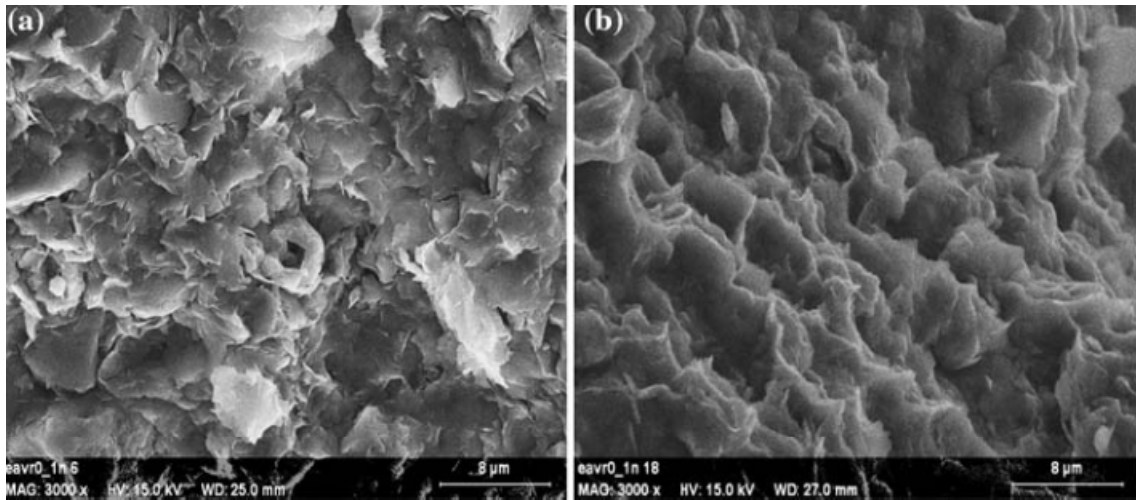


Figura 2.38. Microestructura de la “Argile verte de Romainville”. Zemen et al. (2009).

Los ciclos de humectación y secado son impuestos mediante la inmersión completa en agua y el posterior secado de las muestras en estufa a 45°C, durante un periodo de secado de seis semanas. Se realiza un control de deformaciones verticales en cada ciclo, obteniéndose la siguiente evolución (Fig. 2.39).

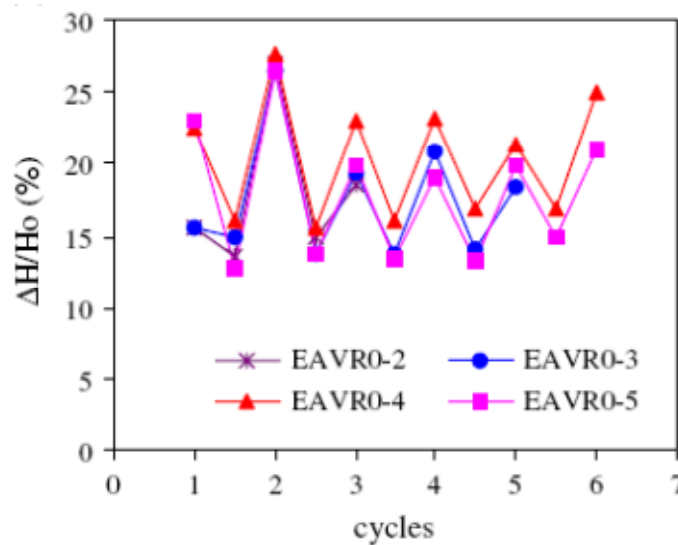


Figura 2.39. Evolución de la deformación ante ciclos de humectación y secado.
Zemen et al. (2009).

Se puede comprobar como la mayoría de las muestras ensayadas también llegan a un estado en el que las variaciones de ciclos de humectación y secado, conforme se aumenta el número de ciclos, no influyen en el comportamiento deformacional de la muestra, alcanzándose ese estado de equilibrio o fatiga comentado anteriormente.

Además de un control dimensional, Zemenu et al. (2009) realizan una evaluación de la microestructura tras los ciclos de humedad mediante visualización de las probetas en SEM (Fig. 2.40).

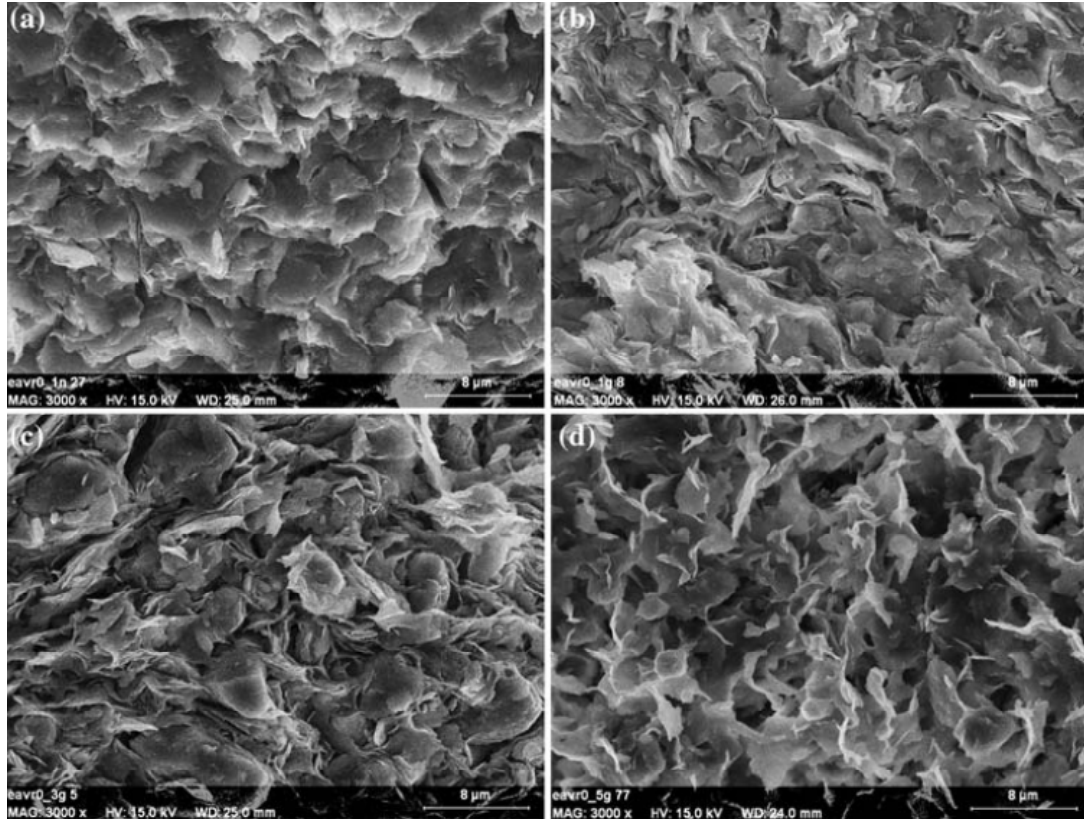


Figura 2.40. a) microestructura inicial. b) tras 1 ciclo. c) tras 3 ciclos. d) tras 5 ciclos.

Zemenu et al. (2009).

La microestructura inicial se observa con una forma matricial, bastante densa y homogénea (Fig. 2.40.a). Se aprecia una unión de agregados de arcillas, de tamaños variables y con una frontera entre ellos relativamente difusa. Tras el primer ciclo de humectación y secado (Fig. 2.40.b), la microestructura presenta alguna discontinuidad motivada por la destrucción de algunos agregados, pero a grandes rasgos, no varía excesivamente de la disposición original. Conforme avanzamos en el número de ciclos el sistema de agregados inicial desaparece y ocurre una disociación de partículas arcillosas, generándose una estructura más abierta con una variación en la porosidad de la muestra, creándose un tamaño más uniforme de poros en torno a 1 μm (Fig. 2.40.d).

El estudio de la evolución del tamaño de poros con respecto al número de ciclos aplicados se realizó mediante MIP, obteniéndose un desplazamiento del tamaño de poro hacia la zona de mayores valores (Fig. 2.41). La estructura inicial, que presenta dos

tamaños de poros característicos ($0.07 \mu\text{m}$ y $10 \mu\text{m}$ aproximadamente), evoluciona hacia la presencia de un solo tamaño de poro característico (en torno a $1 \mu\text{m}$), motivado por la rotura y disgregación de los agregados iniciales de cristales de arcillas.

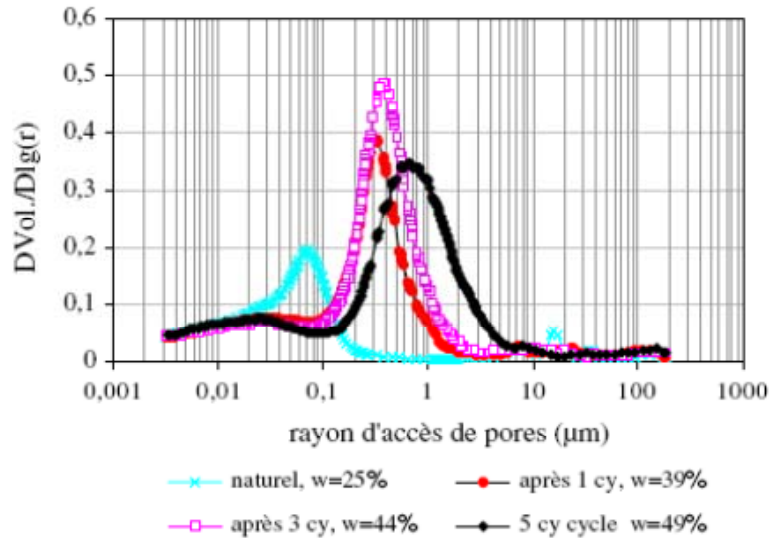


Figura 2.41. Evolución de la porosimetría tras varios ciclos. Zemenu et al. (2009).

A una conclusión similar llegan Nowamooz y Masrouri (2010) cuando evalúan la influencia que tienen los ciclos de succión en la estructuras de suelos expansivos compactados, más concretamente en una mezcla de limo y Bentonita con un Límite Líquido del 87% y un Índice de Plasticidad del 22%.

En los últimos años se han realizado más estudios encaminados a comprender el comportamiento volumétrico de suelos parcialmente saturados ante ciclos de humectación y secado, principalmente sobre suelos expansivos tratados con cal (Gould et al, 2011; Akcanca y Aytekin, 2012) ó sobre suelos sometidos a variaciones de succión en ensayos de compresión isotrópica (Chen y Ng, 2013).

Es necesario resaltar la poca información que existe actualmente en la bibliografía especializada sobre cómo influyen los ciclos de humectación y secado en el comportamiento volumétrico de muestras inalteradas de arcillas. En la presente Tesis Doctoral, partiendo del estado del arte sobre ciclos de humectación y secado expuesto con anterioridad, se va a profundizar en el estudio del efecto que estos ciclos tienen sobre muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir, que es una arcilla sobreconsolidada y muy carbonatada.

CAPITULO 3

PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DE LAS MARGAS AZULES DEL GUADALQUIVIR.

3.1- Propiedades físicas y de estado.

3.1.1- Granulometría.

3.1.2- Peso específico seco y peso de partículas sólidas.

3.1.3- Límites de Atterberg. Plasticidad.

3.1.4- Humedad natural.

3.2- Caracterización de la deformabilidad y expansividad.

3.2.1- Criterios indirectos de expansividad.

3.2.2- Hinchamiento libre.

3.2.3- Presión de hinchamiento.

3.2.4- Inundación bajo carga.

3.3- Mineralogía y microestructura de la Marga Azul del Guadalquivir.

3.3.1- Difracción de rayos X. Composición mineralógica de las MAG.

3.3.2- Microscopía de barrido electrónico (SEM). Macro y microestructura.

3.3.3- Porosimetría de Intrusión de Mercurio (MIP).

3.3.4- Capacidad de intercambio catiónico (CIC).

3.4- Medida indirecta de la succión en la Marga Azul del Guadalquivir.

3.4.1- Papel de filtro. Medida de la succión inicial.

3.4.2- Psicrometría de punto de rocío.

3.5- Curva de retención de la Marga Azul del Guadalquivir. Soil Water-Characteristic Curve (SWCC).

3.1- Propiedades físicas y de estado.

3.1.1- Granulometría.

Uno de los datos necesarios y básicos para la caracterización de cualquier tipo de suelo es su distribución granulométrica. Sobre muestras de Marga Azul inalterada se han realizado 39 ensayos granulométricos por tamizado, teniendo especial atención en el porcentaje de material que pasa por el tamiz UNE 0.080, el más fino de la serie UNE. Las muestras, antes de pasar por los tamices, han estado sometidas durante 24 horas a un proceso de agitado en disolución con un dispersante químico (Hexametáfosfato Sódico) para garantizar que se obtiene la separación de agregados y evitar así que en los resultados se incluyan como porcentaje de limos lo que resulta ser agregados de arcillas no dispersados correctamente. El porcentaje obtenido de paso por el tamiz UNE 0.080 es del $98.2 \pm 1.9 \%$, lo que nos hace indicar que la Marga Azul esta marga es un suelo con un casi nulo porcentaje de material arenoso.

La separación entre la fracción de limos y la fracción de arcilla presente en las muestras se ha realizado a través de ensayos de granulometría por sedimentación. Se han efectuado 22 ensayos, obteniéndose un porcentaje de paso por el diámetro 0.002 mm de $59.6 \pm 11.5 \%$. Cabe reseñar que, debido al elevado contenido de CaCO_3 presente en la muestra, se ha realizado un ensayo de sedimentación tras haber tratado una muestra con una disolución de HCl. La reacción química hace que los cristales de Carbonato se transformen en CaCl_2 , H_2O y CO_2 . Tras la realización del ensayo, el porcentaje de paso por el diámetro 0.002 mm se ha reducido al 34%

En la Figura 3.1 se representa el huso granulométrico obtenido por Tsige (1999) en su estudio de las Margas Azules y el huso granulométrico obtenido en la presente tesis. Se comprueba como el material estudiado presenta proporciones de arcilla superiores a las recogidas por Tsige (1999). Este ajuste del huso granulométrico de la Marga Azul del Guadalquivir ha sido posible gracias al especial cuidado que se ha prestado a la fase de dispersión de la muestra, obteniéndose la mayor separación de agregados posible.

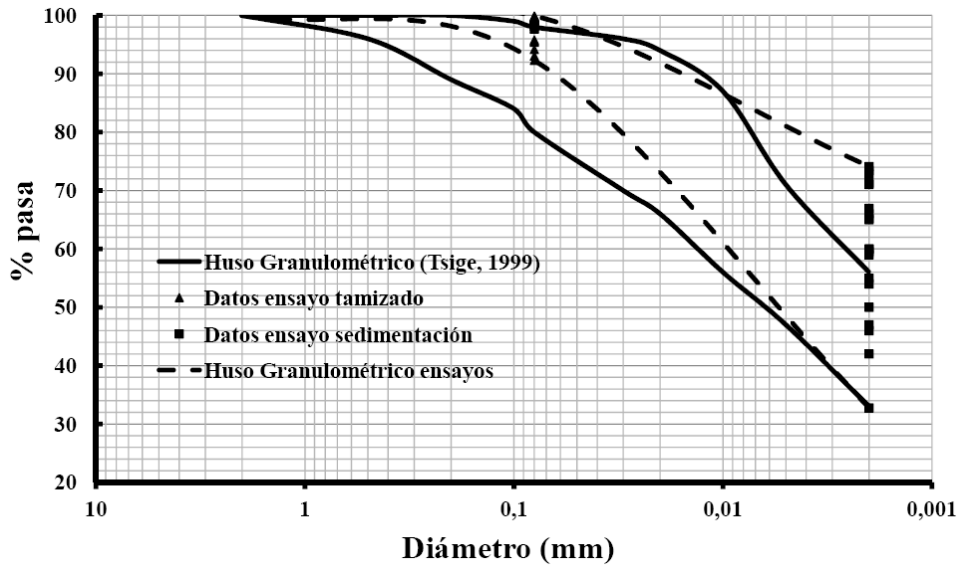


Figura 3.1. Huso granulométrico de la Marga Azul del Guadalquivir.

3.1.2- Peso específico seco y peso específico de partículas sólidas.

Para caracterizar el peso específicos seco y el peso específico de las partículas sólidas del material estudiado en esta tesis se han realizado respectivamente 67 y 36 ensayos, el último con el picnómetro de Gay Lussac.

Estos ensayos se han ejecutado a un conjunto de muestras distribuidas de forma más o menos uniforme en toda la profundidad estudiada. En la Figura 3.2 se recoge la distribución de pesos específicos en función de la profundidad, así como sus valores medios, que han resultado ser de $15.9 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$ para el peso específico seco y de $26.9 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$ para el peso específico de las partículas sólidas. Se observa que los resultados son similares a los obtenidos por otros autores que han estudiado el mismo material. En el caso de Tsige (1999), la densidad seca media es de 1.49 kg/cm^3 y el peso específico de partículas sólidas medio es de 27.4 kN/m^3 . Galera et al. (2009), obtiene valores medios de 1.46 kg/cm^3 y 27.1 kN/m^3 respectivamente para cada una de estas propiedades.

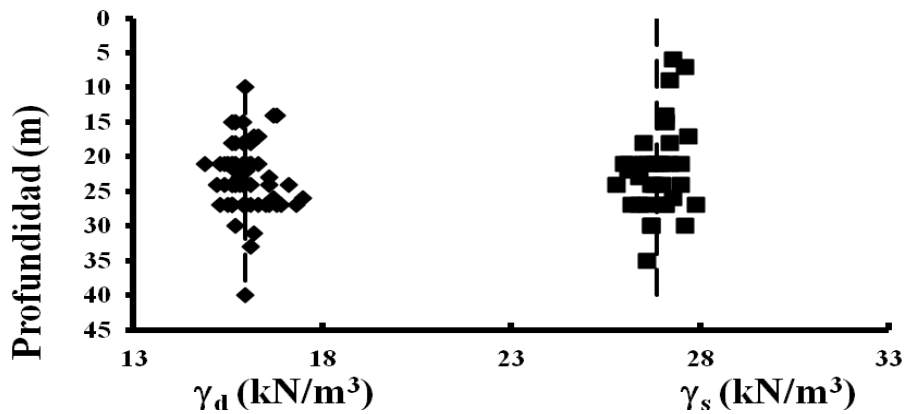


Figura 3.2. Peso específico seco y peso específico de partículas sólidas

3.1.3- Límites de Atterberg. Plasticidad.

La caracterización de la plasticidad de las Margas Azules del Guadalquivir se ha realizado en base a los límites de Atterberg. Se han ejecutado 80 ensayos de límite líquido y límite plástico. Los resultados obtenidos indican que las muestras tienen un límite líquido medio de $58.2 \pm 6.5 \%$ y un índice de plasticidad medio de $33.1 \pm 3.7 \%$. Tsige (1999) obtiene valores del límite líquido comprendidos entre el 45% y el 72%, y valores de límite plástico entre el 20% y el 41%. Rangos similares del límite líquido e índice de plasticidad han sido obtenidos por Uriel y Oteo (1978), Fernández (1979) y Galera et al. (2009).

En la Figura 3.3 se recoge en una carta de plasticidad todas las determinaciones de límites de Atterberg realizadas en esta Tesis Doctoral. A la vista de los resultados, se puede decir que la Marga Azul del Guadalquivir pertenece al grupo de arcillas de media a alta plasticidad (CM-CH) según el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (SUCS).

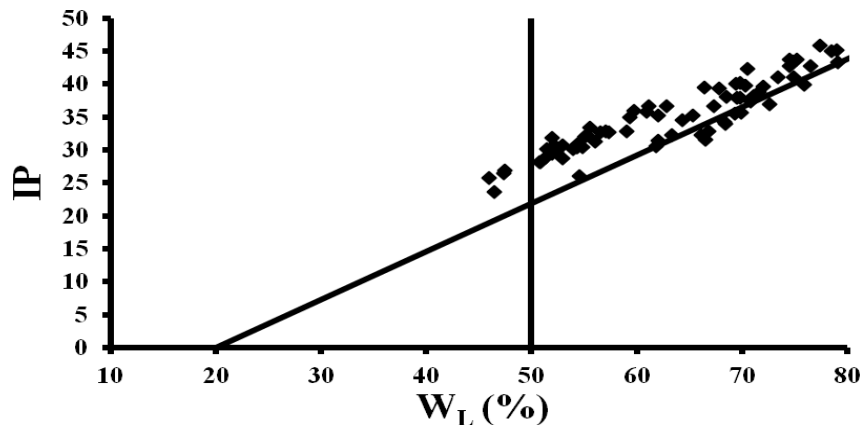


Figura 3.3. Carta de Plasticidad de la Marga Azul del Guadalquivir.

Una característica muy importante asociada a la plasticidad y que da idea del carácter expansivo de los suelos cohesivos es la actividad, definida como la relación existente entre el índice de plasticidad y la fracción de arcilla, es decir, el porcentaje que pasa por el teórico diámetro 0.002 mm en un ensayo de sedimentación.

Tomando los valores medios obtenidos del índice de plasticidad y fracción de arcilla, la actividad de la Marga Azul del Guadalquivir tiene un valor medio de 0.55. Según Skempton (1953), se puede catalogar a este material como no activo o de actividad baja (Tabla 3.1). Este valor puede ser superior en zonas con alto índice plástico y poca fracción de arcilla, pero de componente mineralógico muy activo, como en las zonas menos profundas donde la fracción mayoritaria del mineral arcilloso es de tipo esmectítico.

Tabla 3.1. Clasificación de Skempton (1953)

Actividad	Clasificación
> 2.00	Muy activo
1.25 – 2.00	Activo
0.75 – 1.25	Normal
< 0.75	Inactivo

3.1.4- Humedad natural.

Se ha obtenido el valor de la humedad natural, mediante secado en estufa, para 76 muestras de Marga Azul del Guadalquivir ensayadas en el laboratorio de Mecánica del Suelo de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura. La distribución que la humedad natural de las muestras ensayadas tiene con la profundidad queda recogida en la Figura 3.4.

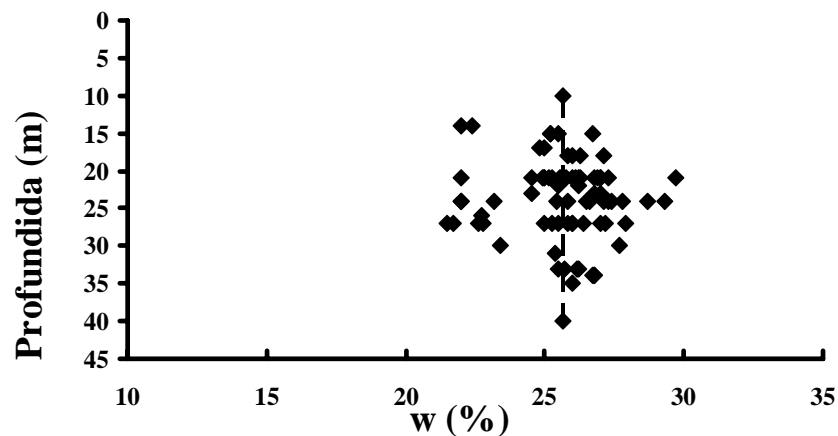


Figura 3.4. Humedad natural de la Marga Azul del Guadalquivir.

En la anterior figura, la distribución en profundidad de la humedad natural presenta cierta dispersión debido a la utilización de muestras inalteradas obtenidas de distintas zonas. Se asigna un valor medio para esta propiedad de 25.6 ± 1.8 %. Este valor está dentro del rango establecido por otros autores, por ejemplo, Tsige (1999) que asigna a la humedad natural de la Marga Azul un intervalo de valores comprendidos entre el 20% y el 27%.

3.2- Caracterización de la deformabilidad y expansividad.

3.2.1- Criterios indirectos de expansividad.

Los métodos indirectos se basan en estimar el grado de expansividad de un suelo utilizando para ello muestras alteradas. Proporcionan información cualitativa del carácter expansivo, ya que no reproducen adecuadamente las condiciones que tiene el suelo estudiado en el terreno. Existe una fuerte relación entre las características mineralógicas, plásticas y granulométricas de un suelo con su carácter expansivo, de ahí que numerosos autores hayan propuesto correlaciones que asocian estas propiedades con los distintos grados de expansividad.

En la Tabla 3.2 se aprecia la correlación propuesta por Holtz (1959) entre el grado de expansividad y el índice de plasticidad, el contenido de coloides en suspensión y el límite de retracción.

Tabla 3.2. Clasificación de Holtz (1959)

Contenido en coloides < 0.001 mm	Índice de plasticidad	Límite de retracción	Grado de expansividad
> 28	> 35	< 11	Muy alto
20 – 28	35 – 41	7 – 12	Alto
13 – 20	15 – 35	10 – 16	Medio
< 13	< 15	> 18	Bajo

A partir de esta correlación, Chen (1965) desarrolla otra correlación donde incluye como datos el número de golpes del ensayo SPT (N), el Límite Líquido y el porcentaje que pasa por el tamiz 200 de la serie ASTM (v. Tabla 2.3).

Tabla 3.3. Clasificación de Chen (1965)

% pasa por el tamiz # 200	Límite Líquido	N	Grado de expansividad
> 95	> 60	> 30	Muy alto
60 - 95	40 - 60	20 - 30	Alto
30 - 60	30 - 40	10 - 20	Medio
< 30	< 30	< 10	Bajo

Por parte de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973), en la Tabla 3.4 se muestra otra correlación entre el cociente humedad natural/límite líquido y las propiedades expansivas de un determinado suelo.

Tabla 3.4. Clasificación de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)

Humedad natural / Límite líquido	Grado de expansividad
< 0.25	Muy alto
0.25 – 0.37	Alto
0.37 – 0.50	Medio
> 0.50	Bajo

Basándose en el criterio de actividad definido por Skempton (1953) y la clasificación propuesta por este autor (v. Tabla 3.1), Rodríguez Ortiz (1975) propone una modificación en base a su experiencia acumulada con terrenos expansivos de Israel, Australia y Colombia (Tabla 3.5).

Tabla 3.5. Clasificación de Rodríguez Ortiz (1975)

Actividad	Clasificación
> 1.00	Muy alto
0.70 – 1.00	Alto
0.50 – 0.70	Medio
< 0.5	Bajo

El grado de expansividad de la Marga Azul del Guadalquivir, según los distintos criterios indirectos expuestos, y teniendo en cuenta los valores medios obtenidos para el Índice de Plasticidad, Limite Líquido, % partículas que pasan por los tamices # 0.02 y # 0,08 y la Actividad, determinados a través de los ensayos realizados, se recoge, a modo de resumen, en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6. Clasificación indirecta del grado de expansividad de la Marga Azul del Guadalquivir

Criterio indirecto	Propiedades	Grado de expansividad
Holtz (1959)	$I_p = 33.1$ $\%0.002 = 59.6$	Medio
Chen (1965)	$W_L = 58.2$ $\%0.080 = 98.2$	Alto
Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)	$w_o/W_L = 0.44$	Medio
Rodriguez Ortiz (1975)	Actividad = 0.55	Medio

Se puede indicar que a tenor de lo expuesto en la tabla anterior, la Marga Azul del Guadalquivir tiene, por término medio, un grado de expansividad considerado como “Medio”.

3.2.2- Hinchamiento libre.

Uno de los ensayos más básicos para estimar de forma cuantitativa la expansividad de un suelo es la obtención del hinchamiento máximo unitario respecto a la altura inicial de la muestra, tras su inundación bajo una presión de ajuste de 10 kPa. (UNE 103601:1996). Se ha elegido esta presión (pequeña en cualquier caso) por ser la recogida en la norma española, pero el ensayo se puede realizar bajo cualquier otra carga, siempre y cuando se especifique claramente en el correspondiente acta. Delgado (1986) realiza un estudio sobre la influencia que tiene la carga vertical aplicada en un ensayo de hinchamiento libre. Concluye que cargas pequeñas (menores a 10 kPa) generan valores más elevados de hinchamiento libre pero con valores muy dispersos en

los resultados. Esta dispersión se acota a presiones mayores de 10 kPa. El ensayo se realiza en una bancada edométrica convencional durante un tiempo mínimo de 24 horas (es recomendable mantener el ensayo hasta que la deformación se estabilice).

Se observa en la Figura 3.5, los resultados obtenidos de los 33 ensayos de hinchamiento libre realizados en muestras inalteradas de Marga Azul extraídas a distintas profundidades. Los valores obtenidos presentan una cierta dispersión, motivada por el estudio de muestras inalteradas procedentes de la misma formación geológica, pero de zonas o ubicaciones distintas. Se puede apreciar que el hinchamiento libre de la Marga Azul oscila en un intervalo de deformaciones unitarias comprendido entre el 3% y el 8%. Valores similares y coherentes a los obtenidos en esta tesis, del 3.2% al 5.2%, son obtenidos por Tsige (1999).

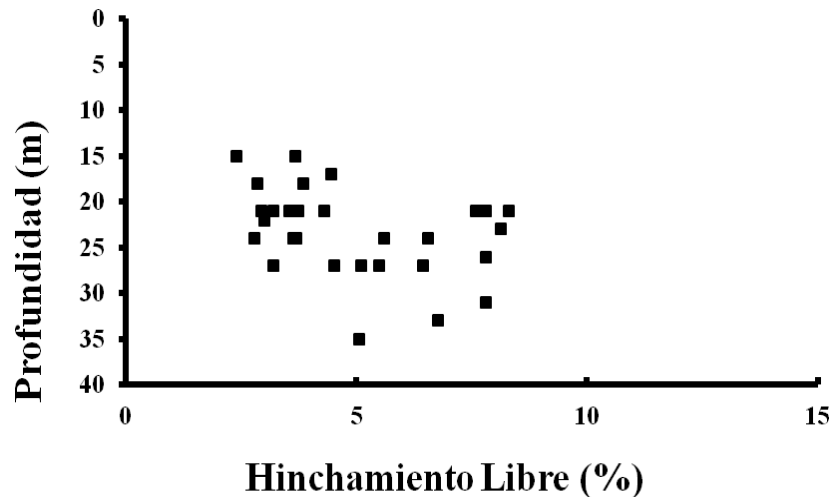


Figura 3.5. Evolución con la profundidad del hinchamiento libre de la Marga Azul del Guadalquivir.

Seed et al. (1962) clasifican el grado de expansividad del suelo en función de su hinchamiento libre bajo una presión de 7 kPa. Según la Tabla 3.7 propuesta por estos autores, y sabiendo que el hinchamiento libre disminuye ligeramente al pasar la carga vertical de 7 kPa a 10 kPa, concluyen que el grado de expansividad para las muestras ensayadas es de tipo “medio”.

Tabla 3.7. Clasificación de Seed, Woodward y Lundgren (1962)

Hinchamiento libre % $\sigma_v = 7 \text{ kPa}$	Grado de expansividad
> 25	Muy alto
5 - 25	Alto
1.5 - 5	Medio
0 - 1.5	Bajo

Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) muestran en la Tabla 3.8 resultados similares entre el grado de expansividad y el hinchamiento libre y/o la presión de hinchamiento de las muestras ensayadas. El ensayo de hinchamiento libre en este caso se realiza bajo una presión vertical de 10 kPa, la misma que se utilizó en los ensayos realizados en esta Tesis. Según estos autores, el grado de expansividad de la Marga Azul del Guadalquivir se puede considerar como “Medio”.

Tabla 2.8. Clasificación de Vijayvergiya y Ghazzaly (1973)

Presión de Hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre % $\sigma_v = 10 \text{ (kPa)}$	Grado de expansividad
> 300	> 10	Muy alto
120 – 300	4 – 10	Alto
30 – 120	1 – 4	Medio
< 30	0 - 1	Bajo

Siguiendo esta línea y para suelos expansivos españoles, Cuéllar (1978) propone la Tabla 3.9 para muestras compactadas a la densidad máxima y la humedad óptima del Proctor. Según esta clasificación, se puede catalogar a la Marga Azul con un grado de expansividad “Medio-Alto”.

Tabla 3.9. Clasificación de Cuéllar (1978)

Presión de Hinchamiento (kPa)	Hinchamiento libre %	Grado de expansividad
> 300	> 10	Muy alto
125 – 300	5 – 10	Alto
25 – 125	1.5 – 5	Medio
< 25	0 – 1.5	Bajo

3.2.3- Presión de hinchamiento.

Se denomina presión de hinchamiento a la presión vertical a la cual una muestra, una vez inundada en un edómetro convencional, ni asienta ni hincha. Es un ensayo realizado a volumen constante y está regulado por la norma UNE 103602:1996. El proceso se basa en montar la muestra en una célula edométrica, inundarla, e ir aplicando cargas para que el asiento o hinchamiento de la muestra no sea superior a 10 micras, es decir, que no varíe el volumen de la muestra. Cuando el proceso se ha estabilizado, la presión aplicada es la presión de hinchamiento de la muestra ensayada.

Se muestra en la Figura 3.6 los resultados obtenidos de realizar 31 ensayos de presión de hinchamiento en muestras inalteradas de Marga Azul obtenidas a distintas profundidades. La dispersión encontrada en los resultados depende de los mismos factores que se han comentado para el caso del hinchamiento. En este estudio, se aprecia que la presión de hinchamiento de la Marga Azul presenta una acusada variabilidad en los resultados, y no sigue un patrón fijo de comportamiento con la profundidad. Se aprecia en la Figura 3.6 que los valores van desde los 50 kPa hasta los 250 kPa. En otros estudios, como el realizado por Tsige (1999), se registran presiones de hinchamiento mayores a las obtenidas en este estudio (entre los 380 y 900 kPa). Esta diferencia tan grande en los valores puede ser debida a que las muestras utilizadas en esta investigación están menos alteradas que las muestras ensayadas por Tsige (1999) .

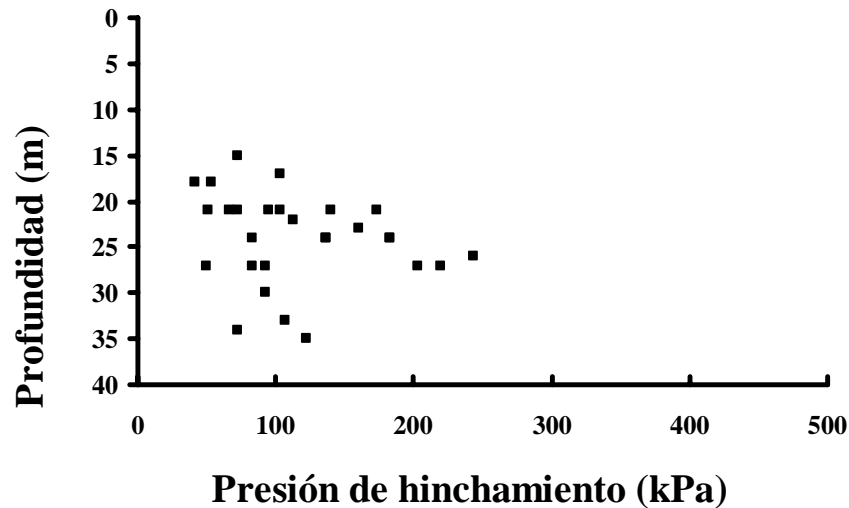


Figura 3.6. Evolución con la profundidad de la presión de hinchamiento de la Marga Azul del Guadalquivir.

En las Tablas 3.8 y 3.9, tanto Vijayvergiya y Ghazzaly (1973) como Cuéllar (1978) relacionan el grado de expansividad de un suelo con la presión de hinchamiento. Ambas tablas, consideran grados de expansividad de “Medio-Alto” para las muestras de Marga Azul estudiadas en el laboratorio de Mecánica del Suelo de la ETSAS.

3.2.4- Inundación bajo carga.

Se han realizado ensayos de inundación bajo carga según el método directo simplificado propuesto por Delgado (1986). Este método, que consiste en una mejora del método directo general reduciendo el tiempo de ejecución de los ensayos. Se basa fundamentalmente en la representación deformación y escalones de carga a escala logarítmica de dos curvas.

La primera curva recoge la deformación vertical que tiene la muestra tras ser cargada, manteniendo su humedad natural. La segunda curva surge de obtener los puntos de deformación que tiene la muestra al ser inundada bajo carga vertical constante.

Este ensayo se puede realizar en un edómetro convencional, aplicando de forma rápida los distintos escalones de carga sin saturar la muestra. La segunda curva y para presiones menores de 200 kPa, se aproxima con bastante precisión a una recta. Los dos puntos en los que quedaría determinada la recta podrían ser, el punto de inundación bajo una carga de 10 kPa y el punto de inundación bajo una carga de 200 kPa.

Se recoge en la Figura 3.7, las curvas de humedad natural y de inundación baja carga para las muestras de Marga Azul extraídas a profundidades comprendidas entre los 21 y los 27 metros. La presión de hinchamiento por la cual la muestra ni hincha ni asienta una vez inundada (punto donde se cruzan ambas curvas), se encuentra, para las margas ensayadas, en un intervalo comprendido entre los 50 kPa y los 200 kPa.

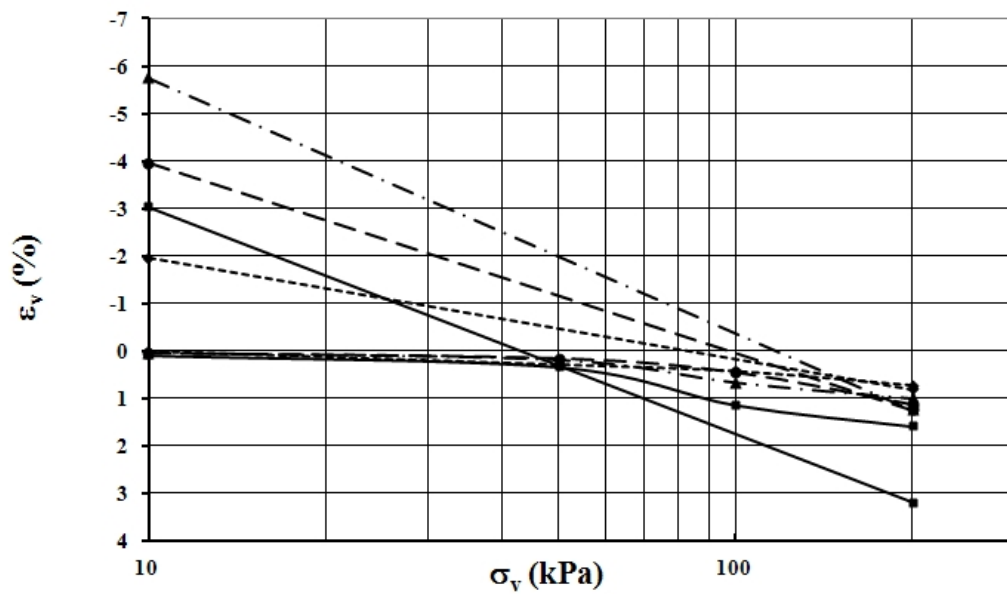


Figura 3.7. Inundación bajo carga de la Marga Azul del Guadalquivir.

3.3- Mineralogía y microestructura de la Marga Azul del Guadalquivir.

3.3.1- Difracción de Rayos X. Composición mineralógica de la Marga Azul del Guadalquivir.

A través de la ley de Bragg (Ec. 3.1) se puede estudiar las direcciones en las que se produce la difracción de los Rayos X cuando inciden sobre la superficie de un cristal. El ángulo con el que los rayos resultan difractados depende de la distancia entre los planos cristalinos, que es una propiedad característica de cada mineral. En la siguiente ecuación se relacionan la distancia interplanar (o distancia basal) con el ángulo de incidencia de los Rayos X.

$$n\lambda = 2d\sin\theta$$

(Ecuación 3.1)

Siendo n un número entero, λ la longitud de onda del rayo incidente, θ el ángulo con el que inciden los Rayos X y d la distancia distancia basal (Fig.3.8). Esta distancia d es única para cada mineral y permite su identificación al recoger la lectura del proceso de difracción (difractograma).

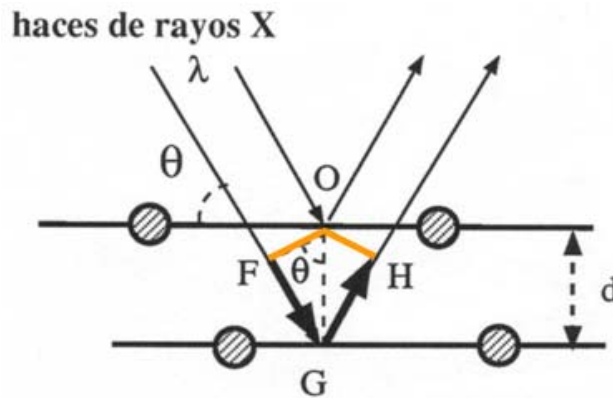


Figura 3.8. Fundamento de la Difracción de Rayos X.

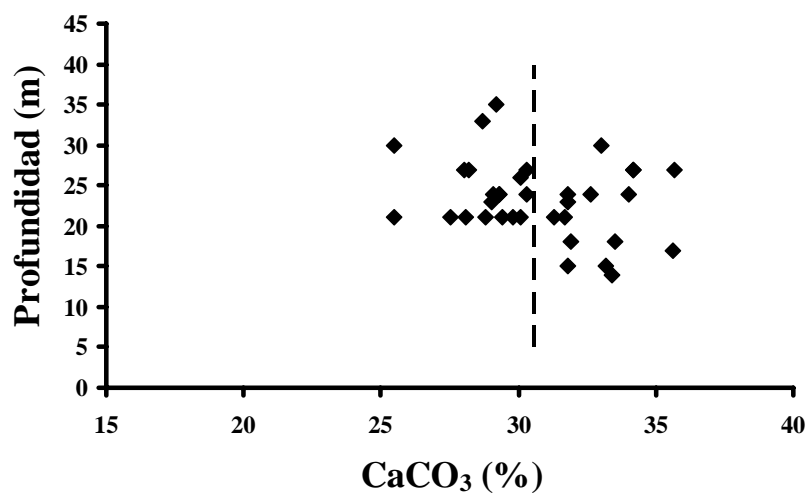
Para la obtención de un difractograma, se lanza contra el cristal un rayo con una longitud de onda conocida y se hace un barrido con distintos ángulos de inclinación θ , obteniéndose un conjunto de picos de reflexión (difractograma) cuya posición es característica de cada compuesto químico de la muestra. Existen actualmente numerosas bases de datos internacionales que tienen catalogadas las respuestas patrones de casi todos los compuestos químicos existentes. La comparación del difractograma obtenido con los patrones de respuesta existentes permiten identificar los distintos componentes de la muestra (Mitchell, 1993).

A través de la difracción de Rayos X podemos obtener los compuestos químicos característicos de las arcilla que forman el conjunto de Filosilicatos. Las distancias basales de estos minerales son pequeñas y muy parecidas entre ellas (caolinita: 7.2 Å, illita: 10 Å, esmectita: 12.2 Å, montmorillonita: 12.9 Å), por lo que, para poder distinguir las especies mineralógicas que pueden componer una arcilla, es necesario realizar un tratamiento previo a la muestra que se facilite la interpretación de los difractogramas. El tratamiento más común consiste en la preparación de las muestras mediante agregados orientados (Meade, 1961; Martin, 1966; Odom, 1967).

Este tratamiento consiste en extraer una fracción de muestra menor de 2 micras por sedimentación, preparar un agregado orientado extendiéndola sobre un vidrio y

dejándolo secar posteriormente. Una vez seco, éste vidrio se monta sobre un portamuestras circular abierto para después analizarlo en el difractómetro. Una vez obtenido el difractograma, se introduce la muestra en Etilenglicol durante 24 horas y se obtiene un segundo difractograma. Posteriormente, la misma muestra se pone durante 2h a 350 °C y durante 2h más a 550 °C para obtener, respectivamente, un tercer y cuarto difractograma que permita determinar la composición mineralógica de los Filosilicatos presentes en la muestra.

El porcentaje de carbonatos presente en las muestras de las Margas Azules es uno de los rasgos más característico de este tipo de material, teniendo un papel muy importante en su comportamiento geotécnico. Para su determinación se han realizado 36 ensayos con el Calcímetro de Barnald, y obtenido un porcentaje de $30.6 \pm 2.8\%$ de carbonato expresado en forma de CaCO_3 , sin poder distinguir entre los minerales como la Dolomita y la Calcita (Fig. 3.9). según Galera (2009), el nivel de carbonatos permanece en torno a su valor medio prácticamente hasta una profundidad de 100 metros, a partir de la cual aumenta ligeramente. Estos carbonatos tienden a migrar por el interior de la muestra conforme se produce su secado, precipitando en las caras de las mismas en forma de nódulos.



han repartido en función de la profundidad, para obtener una representación objetiva de la evolución de los componentes del material estudiado en esta Tesis Doctoral.

Se puede observar como el contenido de Cuarzo aumenta ligeramente con la profundidad, la Calcita presenta una tendencia a hacerse constante, el contenido global de filosilicatos tiende a disminuir conforme aumenta la profundidad y la Dolomita presenta el menor valor o contenido y no depende de la profundidad.

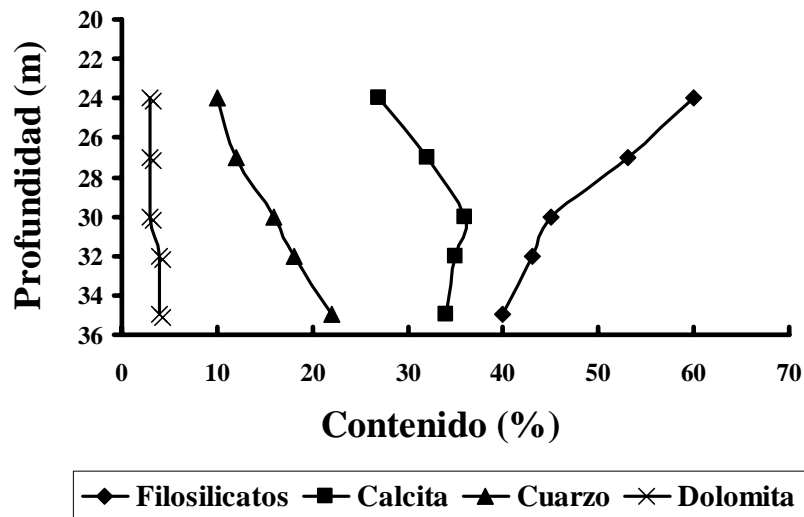


Figura 3.10. Composición mineralógica de las Margas Azules

Para poder distinguir las distintas especies mineralógicas del material arcilloso de la Marga Azul del Guadalquivir (Caolinita, Illita y Esmeclita) se ha realizado el ensayo de difracción de Rayos X con la técnica de agregados orientados.

En las Figuras 3.11 y 3.12 se representan los difractogramas obtenidos (tomado como representativo) para una de esas muestras, y en la Figura 3.13, la distribución que tienen estos filosilicatos con la profundidad.

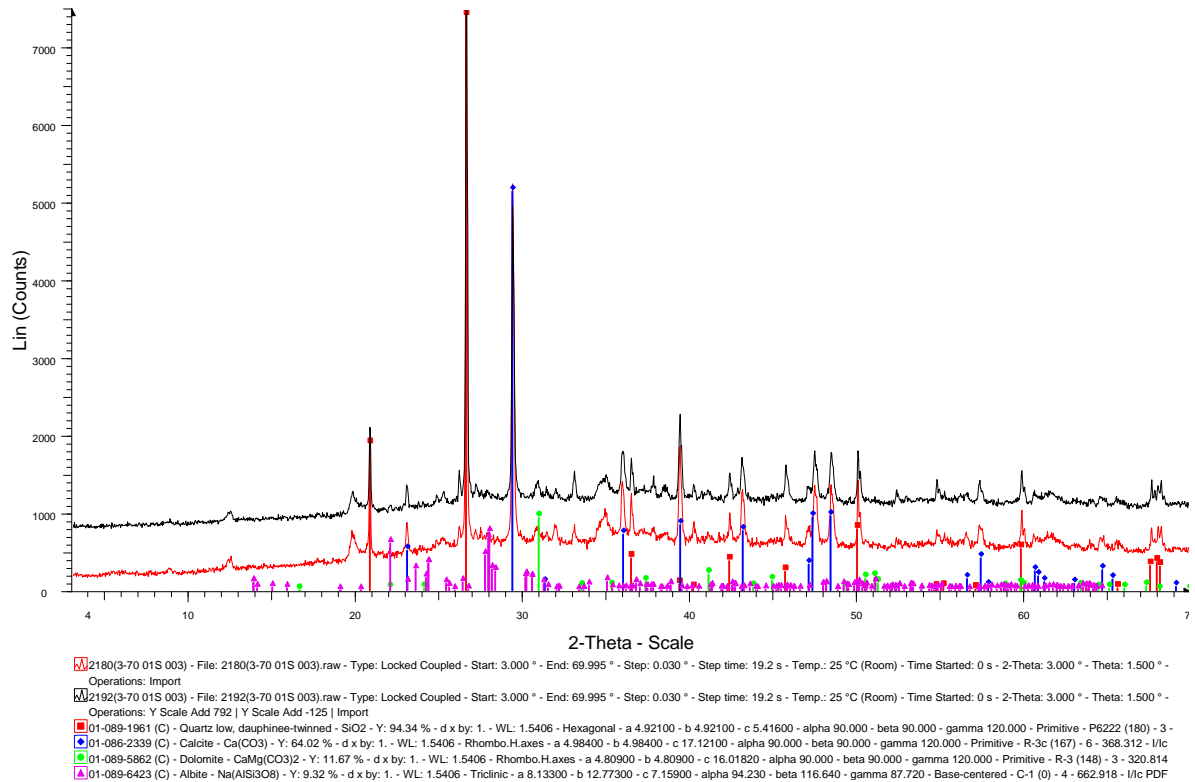


Figura 3.11. Difractograma de la Marga Azul del Guadalquivir.

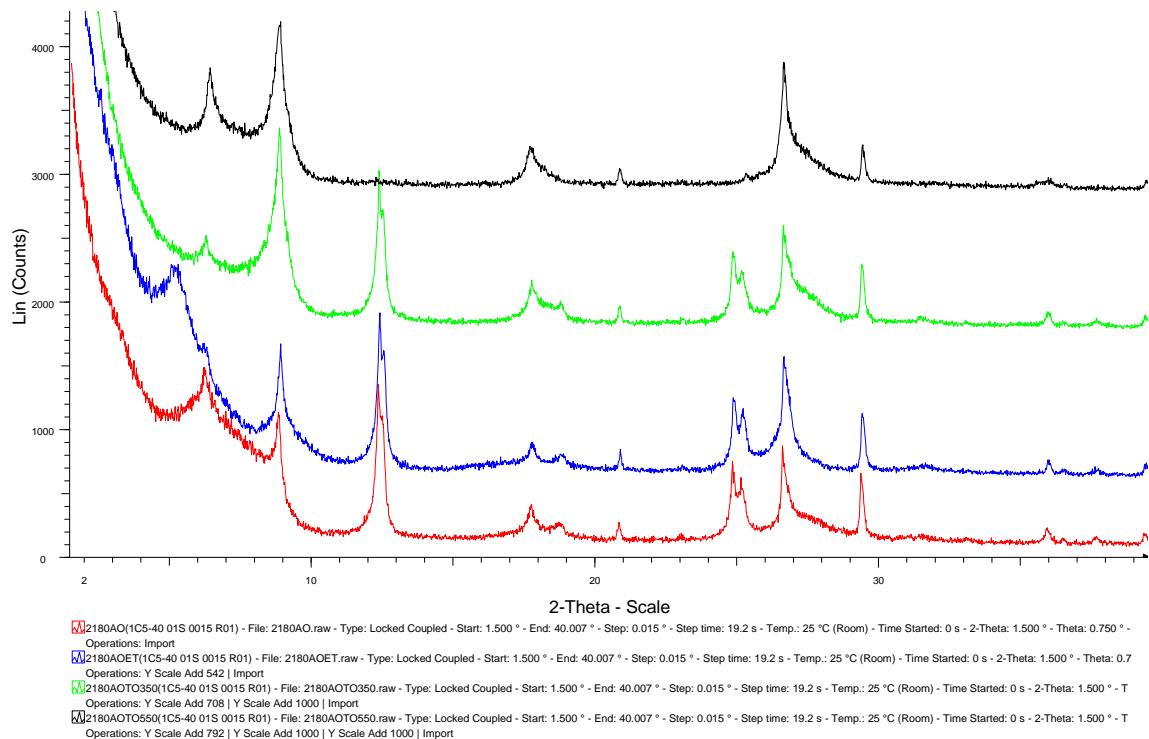


Figura 3.12. Difractograma de agregados orientados de la Marga Azul del Guadalquivir.

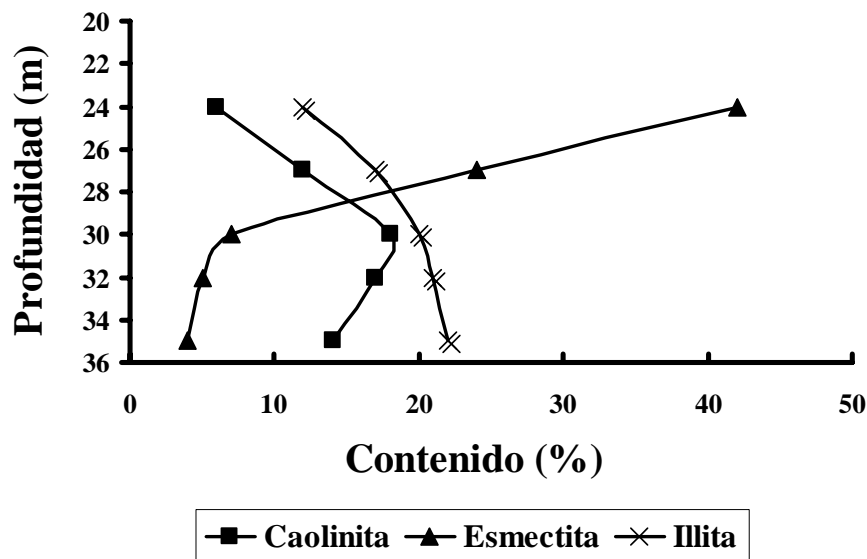


Figura 3.13. Distribución de Filosilicatos en las Margas Azules.

En la composición mineralógica asociada a los Filosilicatos presentes en las muestras ensayadas no se ha detectado ni Clorita ni Vermiculita, siendo la Esmeclita y la Illita los minerales arcillosos predominantes a menor profundidad (Tabla 3.10). A profundidades intermedias, la Esmeclita llega incluso a desaparecer (Fig. 3.13), para convertirse, a mayores profundidades (más de 100 metros), en la fracción mayoritaria. La Caolinita se encuentra siempre presente en el material aunque en proporciones muy variables con la profundidad (Tsige, 1999; Galera, 2009).

Tabla 3.10. Composición mineralógica de la Marga Azul del Guadalquivir.

Prof. (m)	Filosilicatos			Calcita (%)	Cuarzo (%)	Dolomita (%)
	Esmeclita (%)	Illita (%)	Caolinita (%)			
24	42	12	6	27	10	3
27	24	17	12	32	12	3
30	7	20	18	36	16	3
32	5	21	17	35	18	4
35	4	22	14	34	22	4

En la zona asociada a los primeros cuarenta metros de profundidad (potencia del estrato de margas sobre el que se desarrolla esta Tesis Doctoral), el material arcilloso presenta, por término medio, una actividad de 0.55, definida como la relación entre el Índice de Plasticidad y el porcentaje de material con un tamaño inferior a 2 μm . Este valor se puede considerar en el intervalo de actividad baja a media y es debido a que conforme aumenta la profundidad, el mineral predominante en el material estudiado es la Illita (según la Tabla 3.10), que no posee una elevada actividad. En cotas más superficiales, la Marga Azul del Guadalquivir tiene una Actividad algo más elevada (0.65), ya que el contenido de Esmeclita es mayor a menor profundidad.

3.3.2- Macro y microestructura de la Marga Azul del Guadalquivir. Microscopía de barrido electrónico. Scan Electron Microscopy (SEM).

No existe una distinción clara en la bibliografía analizada de la definición y uso del término “estructura” y del término “fábrica”. Se considera fábrica a la forma de ordenación que toman las partículas y grupos de partículas en un suelo (se suele denominar también “arreglo” de partículas). Se suele designar como estructura a la unión de la fábrica (ordenación), de las fuerzas existentes entre partículas y arreglos, de la composición y propiedades químicas de los materiales,...etc, que generan las características propias de un tipo de suelo (Mitchell, 1993). Actualmente, los diversos autores usan indistintamente un término u otro sin hacer una clara distinción entre ellos.

En este trabajo se va a utilizar los conceptos de macro y microestructura, pero atendiendo a lo comentado en el párrafo anterior, se debería leer como macroestructura y microfábrica. Se ha respetado, por coherencia durante el desarrollo de la tesis, la nomenclatura que los autores de las principales referencias han empleado en sus textos originales. Se va considerar, de acuerdo con Collins y McGown (1974), que la microestructura de un suelo está constituida por partículas simples, agregados o arreglos de partículas y huecos o poros que quedan entre ellos.

Alonso et al. (1987) agrupan las estructuras de los suelos en tres tipos básicos (Fig. 3.14):

- a. Un tipo de suelo con microestructura denominada matricial, que tiene una distribución homogénea de partículas finas elementales entre la cual pueden existir granos más gruesos, existiendo un conjunto de poros fundamentalmente interpartículas.
- b. Un segundo tipo de suelo donde dominan los agregados de partículas finas elementales unidos en contacto grano-grano con partículas de mayor tamaño. Existen dos tipos fundamentales de poros, los intra-agregados, de pequeño tamaño, y los inter-agregados, de mayor tamaño que los anteriores.
- c. Un tercer tipo de suelo, donde predominan los granos de mayor tamaño (granos de arena) conectados entre ellos mediante puentes formados por partículas finas elementales. En este tipo de suelo, los tamaños de los poros son mayoritariamente elevados y se corresponden con poros intragranulares.

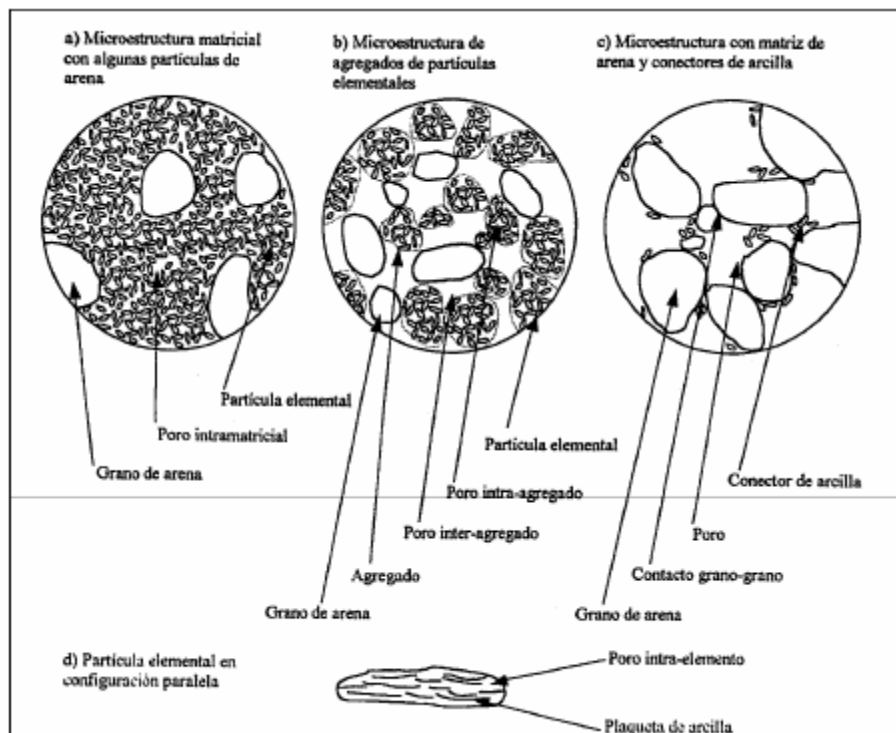


Figura 3.14. Tipos de suelos según su micro y macroestructura. Alonso et Al. (1987).

La distinción entre nivel macro y microestructural fue planteada por Gens y Alonso (1992), distinguiendo no sólo su tipología, sino también el efecto que las mismas tenían en el comportamiento del material. El concepto de nivel macroestructural se asigna a la

formación de grupos de partículas elementales que conforman una matriz básica en la que pueden aparecer embebidos granos de materiales de mayor tamaño o ~~es asignado~~ al conjunto formado por la unión de agregados de partículas elementales. En ambos casos, aparecen poros intrergranulares de gran tamaño. El nivel microestructural se considera como la formación de agregados o arreglos de partículas elementales de arcillas que dejan en su interior poros intragranulares de muy pequeño tamaño.

El nivel macroestructural controla las deformaciones bajo carga, o las causadas por un aumento de la humedad en suelos granulares (colapso), mientras que las deformaciones generadas por la actividad de los materiales arcillosos se encuentran asociadas al nivel microestructural, donde toman mucha relevancia las interacciones fisicoquímicas. Por todo esto, el estudio de la macro y microestructura de un suelo es importante para entender su comportamiento geotécnico, tanto de forma cuantitativa como cualitativa.

Dentro de las técnicas más utilizadas para el estudio de la macro y microestructura de los materiales arcillosos, podemos encontrar la Microscopía de Barrido Electrónico (Scan Electron Microscopy SEM). Esta técnica se basa en calentar un filamento (habitualmente de Tungsteno) aplicándole un elevado voltaje (entre 10 kV y 60 kV). Este filamento emite electrones que se dirigen de forma concentrada hacia la superficie que se quiere visualizar, impactando sobre ella. Estos electrones salen rebotados tras colisionar con la superficie, la energía perdida en el impacto se emplea en excitar electrones de la superficie que se quiere visualizar, que salen dispersados de la misma. Todos estos electrones que interactúan entre sí, rebotados y dispersados, son recogidos por unos detectores, que generan la imagen de la superficie barrida por el haz de electrones. Para muestras de suelo, el proceso se puede realizar en bajo vacío ó alto vacío. En bajo vacío, la muestra puede conservar parte de su humedad natural, pero la calidad de la imagen es mala porque los electrones interactúan con el aire existente y se pierde resolución. Si deseamos mejorar la resolución de las imágenes debemos trabajar en un entorno de alto vacío. Esto requiere que las muestras de suelo tengan que recubrirse con una fina capa metálica para hacerlas conductoras. El proceso de recubrimiento (denominado “sputtering”) se realiza en alto vacío depositándose en la superficie de la muestra una película de polvo de oro que garantiza la conductividad de la zona que se quiere visualizar. Precisamente, la microscopía en alto vacío ha sido una técnica muy utilizada para describir la evolución de la macro y microestructura de arcillas expansivas sometidas a procesos de humectación (Al-Rawas and McGown,

1999; Katti and Shanmugasundaram, 2001; Cui et al., 2002; Cuisinier and Masrouri, 2005).

Dentro del campo de la microscopía de barrido, se está imponiendo actualmente el uso del control de las condiciones ambientales de la muestra durante el proceso de visualización. Esto es posible mediante microscopios de tipo ESEM (Environmental Scanning Electron Microscopy) que permiten el control de la humedad existente en la cámara donde se aloja la muestra y no requiere que la superficie a visualizar de la misma sea conductiva. Una descripción detallada del equipo y de la técnica se puede encontrar en Jenkins y Donald (2000), Wei y Wang (2003) y Bogner et al. (2006). Esta técnica fue usada, entre otros autores, por Villar y Lloret (2001) para observar el entorno microestructural de una bentonita expansiva, comprobando como al realizar la humectación, los poros existentes entre los agregados de arcillas reducen su tamaño, como efecto del hinchamiento que sufre la microestructura. Romero y Simms (2008) publican una revisión del estado del arte sobre la investigación de la microestructura y hacen hincapié sobre la importancia que esta técnica está teniendo en la mecánica de suelos parcialmente saturados, ya que incluso está permitiendo evaluar cuantitativamente la deformación volumétrica de las muestras ante trayectorias de humectación y secado, así como corroborar la separación entre la macro y la microestructura de un suelo que indicaba Alonso et al. (1999).

La diferencia principal entre un microscopio ESEM y uno SEM, a la hora de evaluar la microestructura de una arcilla, reside en que para la segunda técnica, en modo de alto vacío, es necesario desecar la muestra y recubrir su superficie para hacerla conductora, lo que puede alterar la estructura interna de materiales sensibles a las variaciones de humedad, como las arcillas.

Las muestras de Marga Azul que se han usado en la investigación han sido analizadas, antes y después de los ensayos, mediante microscopía SEM de alto vacío en un equipo JEOL 6460LV, en las instalaciones del Servicio de Microscopía del Centro de Investigación, Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla (CITIUS) (Fig. 3.15).



Figura 3.15. Microscopio JEOL 6460LV usado en la investigación.
Centro de Investigación, Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla.

Antes de poder visualizar la muestra en el microscopio de barrido hay que realizar dos tratamientos, uno para secar la muestra sin que se altere su macro y microestructura, y otro para hacerla conductora.

Se distinguen cuatro tipos de tratamientos que permitirían quitar la humedad de la muestra alterando lo menos posible su estructura interna.

- a. Secado en estufa. Se introduce la muestra en una estufa a 60 °C, evitando el deterioro de las muestras con las altas temperaturas, durante un tiempo de 12 horas. Este proceso es rápido y permite la pérdida casi total de la humedad de la muestra, pero puede provocar importantes esfuerzos de deshidratación que generen la destrucción de los agregados y la variación de la estructura.
- b. Secado al aire. Se dejan secar las muestras en un ambiente de 20 °C y HR 50% durante un tiempo suficiente alto, que es función del tipo de suelo que estemos usando (24 horas como mínimo). Este método es más lento que el anterior, no permite la eliminación total de la humedad pero es más efectivo en cuanto al

mantenimiento de la macro y microestructura original, aunque puede generarse, debido al elevado tiempo de secado, una reordenación de las partículas en la matriz estructural del suelo.

- c. Secado mediante sustitución-evaporación. Se usa una solución acuosa de un líquido orgánico (metanol, acetona o etanol habitualmente), sustituyéndose el líquido intersticial por otro de menor tensión superficial, que ayuda a reducir el efecto de la contracción durante el proceso de secado, que se realiza al aire libre ya que los líquidos orgánicos usados son muy volátiles. El mantenimiento de la estructura interna es más fiable que con los otros dos métodos anteriores, pero se corre el riesgo de que la muestra se desintegre instantáneamente al entrar en contacto con la solución acuosa.
- d. Secado mediante el punto crítico (Critical Point Drying). Se centra en elevar la presión y la temperatura del líquido intersticial hasta que se encuentre por encima de su punto crítico, que es el punto en el cual las tres fases (sólido, líquido y gas) tienen las mismas propiedades en su interface. Al llegar a ese punto, desaparece la distinción física de interfaces y las tensiones en las superficies de las partículas dejan de existir, es decir, se puede realizar el secado sin que existan fuerzas capilares que provoquen esfuerzos de retracción en el material. El agua posee valores muy altos de punto crítico (temperatura de 374°C) por lo que se realiza inicialmente una sustitución parcial de líquido intersticial mediante una solución acuosa de acetona, metanol, y más comúnmente, de CO₂, que posee un punto crítico muy bajo. La calidad de las muestras es muy buena, pero también se corre el riesgo de su desintegración al entrar en contacto con la solución acuosa de líquido orgánico.

Estas formas de secado han sido estudiadas, para el caso concreto de la Marga Azul del Guadalquivir, por Tsige (1999), llegando a la conclusión de que el tratamiento más efectivo (buena relación entre la calidad de las muestras y el tiempo empleado en obtenerlas) es un procedimiento combinado entre el secado al aire y el secado en estufa. En este trabajo se ha tomado el mismo procedimiento, consistente en el secado al aire de la muestra (por un tiempo de 48 horas) para posteriormente introducirla entre 6 y 12 horas en una estufa a 60°C. Una vez seca la muestra, es necesario realizar inmediatamente el recubrimiento mediante pulverizado catódico o “sputtering” (para hacerla conductora) como tratamiento secundario que evita la captación de humedad

higroscópica por la superficie a visualizar al entrar en contacto con el ambiente (Fig. 3.16).



Figura 3.16. Muestras listas para su visualización en el SEM.

Se han preparado varias muestras para ser visualizadas en microscopía, aprovechando el revolver multimuestra que posee el microscopio existente en el CITIUS. Tras muchos trabajos de visualización de muestras, la microestructura original que se ha obtenido se puede observar en las siguientes figuras, con una magnificación x150 (Fig. 3.17), x650 (Fig. 3.18), x1400 (Fig. 3.19) y x3000 (Fig. 3.20).

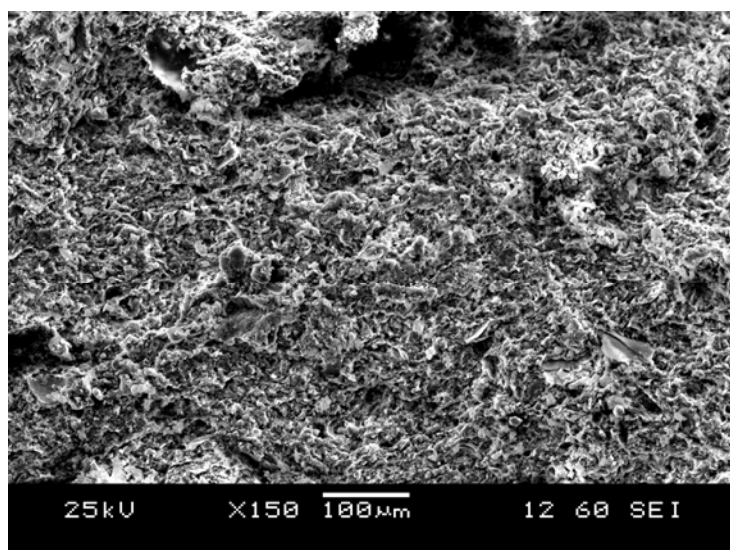


Figura 3.17. Imagen SEM, muestra original, x150.

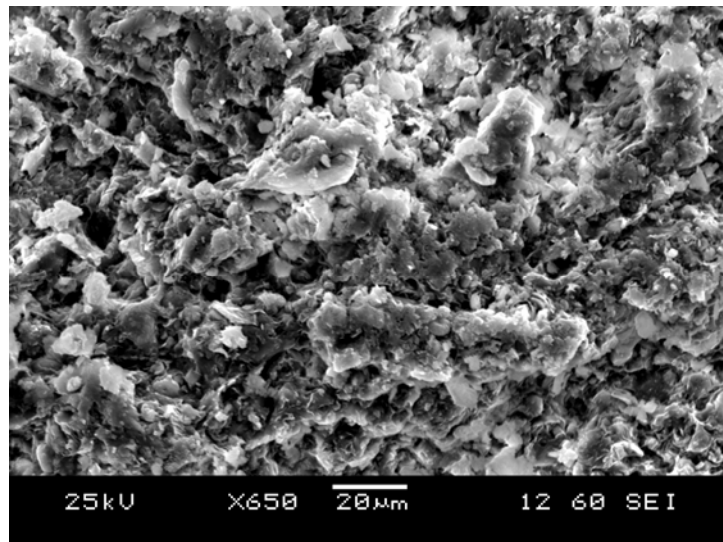


Figura 3.18. Imagen SEM, muestra original, x650.

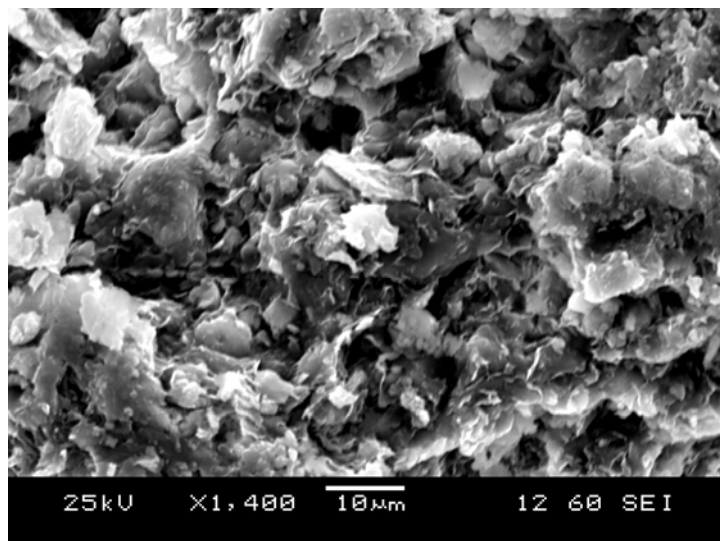


Figura 3.19. Imagen SEM, muestra original, x1400.

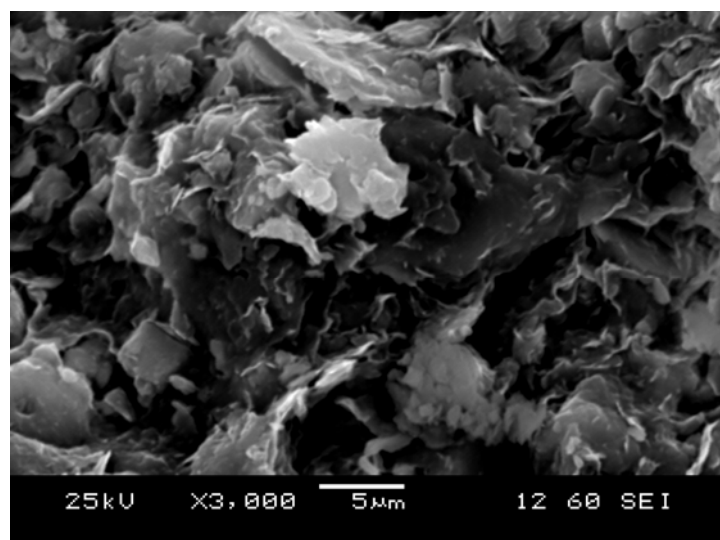


Figura 3.20. Imagen SEM, muestra original, x3000.

Como se puede apreciar en las imágenes anteriores, la microestructura de la Marga Azul del Guadalquivir se corresponde con una matriz turbostrática muy floclada (Tsige, 1999). Conforme aumenta la magnificación de las capturas que se han obtenido en el SEM, se empiezan a observar los agregados de Illitas y Esmectitas, muy característicos de esta formación, con sus formas laminares de bordes irregulares y doblados, predominando los contactos borde-cara.

En la Figura 3.17, realizada con una magnificación de x150, se observan dos tipos de poros, unos de pequeño tamaño, asociados a los espacios inter-agregados y otros de mayor tamaño, superiores a las 100 micras, que se dan en los vacíos formados por las asociaciones de agregados. En las dos figuras de mayor magnificación, se pueden ver los pequeños poros que la estructura de la marga tiene entre los agregados de Illitas y Esmectitas.

Estos dos rangos de tamaños de poros detectados mediante microscopía indican una clara diferenciación entre la macro y la microestructura de la Marga Azul del Guadalquivir.

3.3.3- Porosimetría de Intrusión de Mercurio (MIP).

Esta técnica nace de la aplicación directa de la ecuación de Washburn (Ec. 3.2), que relaciona los tamaños de poros con la presión necesaria que hay que aplicar a un líquido de elevada tensión superficial para que fluya por ellos.

$$p = - \frac{n \cdot \sigma_{Hg} \cdot \cos \theta_{nw}}{x} \quad (\text{Ecuación 3.2})$$

Al usar esta expresión se está aceptando que los poros son unas superficies cilíndricas ideales, de diámetro x . Habitualmente el líquido usado en los ensayos porosimétricos es el Mercurio, ya que su tensión superficial es muy elevada y no moja a las paredes de los poros ($\sigma_{Hg} = 0.484 \text{ N/m}$ a 25°C). En la anterior expresión, θ_{nw} es el ángulo de contacto entre el Mercurio y la superficie del poro, que suele estar entre los 139° y los 147° para suelos arcillosos (Diamond, 1970), e incluso valores ligeramente superiores, en torno a los 162° para el caolín (Penumadu y Dean, 2000).

El análisis porosimétrico realizado en esta investigación se ha hecho en un porosímetro Pore Master 60GT, que se encuentra gestionado por el Servicio de Caracterización Funcional del Centro de Investigación, Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla (Fig. 3.21).



Figura 3.21. Porosímetro Pore Master 60GT usado en la investigación.
Centro de Investigación, Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla.

El procedimiento de realización del ensayo es relativamente sencillo, ya que consiste en ir introduciendo Mercurio a presión en la muestra, evaluando la cantidad introducida. Los rangos de presión usados nos indican los tamaños de los poros existentes (a través de la ecuación de Washburn) y el volumen introducido nos da idea de la superficie de poros que posee la muestra. Los rangos de bajas presiones de intrusión se usan para muestras muy porosas, mientras que para muestras muy poco porosas, muy impermeables, es necesario realizar el ensayo en alta presión (> 400 MPa) para que los resultados sean efectivos.

En el caso de la Marga Azul del Guadalquivir, se han realizado ensayos porosimétricos de intrusión de Mercurio en un amplio rango de presiones, desde 7 kPa hasta 431 MPa, para poder detectar el mayor abanico de tamaño de poros posibles. De los siete ensayos realizados, se puede indicar que todos han generado resultados muy

similares, pudiéndose tomar el histograma mostrado en la siguiente figura como representativo del material (Fig. 3.22).

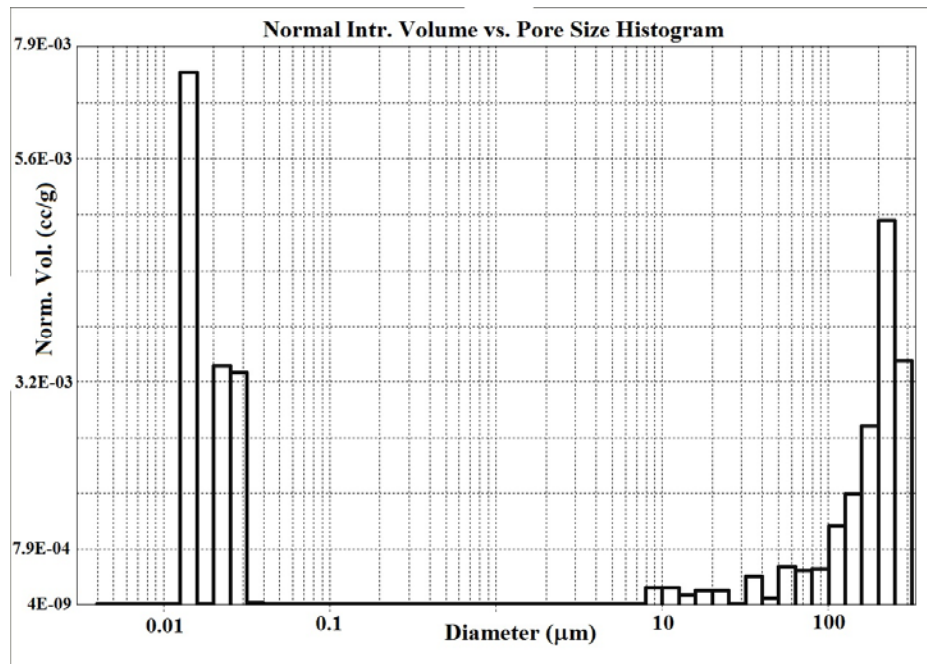


Figura 3.22. Distribución de tamaños de poros de la Marga Azul del Guadalquivir (MIP).

El análisis realizado a las micrografías extraídas de la Microscopía de Barrido Electrónico (comentado en el apartado anterior) indicaba evidente presencia de dos grupos de poros con tamaños muy diferentes, que de forma cualitativa se estimaron en 100 micras para los mayores y del orden del tamaño de los agregados (una o dos micras) para los menores.

En el análisis de porosimetría realizado se cuantifica una distribución de tamaños de poros agrupada en torno a dos valores, 0.2 y 200 micras, ratificándose de forma clara el análisis realizado con microscopía. Esta distribución de tamaños de poros indica una clara separación entre la microestructura (nivel de agregados) y la macroestructura de la Marga Azul, formada por unión de agregados de arcillas que conforman ~~formando~~ elementos de mayor tamaño (Alonso et al., 1999). El tamaño de poro está vinculado a numerosas propiedades geotécnicas, como la permeabilidad, la capacidad de retención de agua y el carácter expansivo o colapsable de la muestra.

No es objeto de esta Tesis Doctoral el analizar las ventajas que el análisis mediante porosimetría de intrusión de Mercurio pueda tener en el estudio de la Mecánica de Suelos Parcialmente Saturados. Romero y Simms (2008) realizan una revisión del estado del arte actual acerca de la aplicación de la porosimetría de intrusión de Mercurio

a los suelos parcialmente saturados, indicando las recientes investigaciones que se están realizando por diversos autores sobre la aplicación de esta técnica en la determinación de la curva de retención (Simms y Yanful, 2001, 2002, 2005), de la permeabilidad (Berkowitz and Ewing, 1998; Simms y Yanful, 2005) y como herramienta fundamental para entender los cambios volumétricos que sufren los suelos parcialmente saturados si son sometidos a procesos de humectación o secado (Kong et al., 2005; Musso et al., 2003; Romero et al., 2005; Lloret y Villar, 2007).

3.3.4- Capacidad de Intercambio Catiónico (CIC).

La capacidad de intercambio de cationes que tiene un material nos da una idea de su aptitud para adsorber nuevos cationes dentro de su red cristalina. Se puede definir como la cantidad de cationes de cambio que un suelo es capaz de adsorber, expresado en miliequivalentes por cada 100 gramos de suelo seco.

Podemos encontrar tabulados algunos valores de CIC asociados a los minerales arcillosos más comunes, como los indicados en la Tabla 3.11.

Tabla 3.11. Capacidad de intercambio de cationes de minerales de arcillas.

Pousada (1984)	
	CIC
Mineral de arcilla	meq/100 g
Caolinita	3 - 15
Haloysita	5 - 10
Montmorillonita	80 - 150
Illita	10 - 40
Vermiculita	100 - 150
Clorita	10 - 40
Sepiolita	20 - 30
Atapulgita	20 - 30

En general, las propiedades expansivas de los minerales arcillosos crecen con el incremento de la capacidad de intercambio catiónico. Esta capacidad depende de varios

factores: tamaño de las partículas, temperatura, disponibilidad y concentración de iones en solución, estructura del mineral y sustituciones isomorfas ...

Las causas principales que se tienen que dar para que ocurra un intercambio catiónico en la red cristalina de una arcilla se pueden resumir en la siguientes:

- Cargas existentes en los enlaces rotos de los bordes. Este fenómeno suele ocurrir en las especies arcillosas, aumentando al disminuir el tamaño de las partículas.
- Sustituciones dentro de la red cristalina del mineral arcilloso. Esta es la causa principal del intercambio de cationes en la Montmorillonita y la Vermiculita, siendo de mucha importancia en todo el conjunto de minerales arcillosos. Esta sustitución hace que las partículas presenten deficiencias de cargas positivas en su superficie.
- Sustitución del hidrógeno de los hidróxilos expuestos por cationes que pueden ser cambiables.

La inclusión de nuevos cationes genera una deficiencia de carga positiva que es necesario neutralizarse, para lo cual, diversos iones se sitúan en la superficie del mineral arcilloso. Estos iones, dada su posición y su unión mediante enlaces débiles, son fácilmente reemplazables, recibiendo el nombre de “iones de cambio”. Las moléculas de agua funcionan como un dipolo muy activo que tienden a introducirse en la red cristalina de las arcillas para compensar estos déficits de carga, provocando el fenómeno de expansión.

Se han realizado 24 mediciones de CIC en muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir, obtenidas todas ellas a diferentes profundidades (Fig. 3.23). Los ensayos han sido realizados en el Servicio de Investigación Agraria de Centro de Investigación, Tecnología e Innovación de la Universidad de Sevilla.

El método usado para llevar a cabo la determinación del CIC consiste, en primer lugar, en desplazar los cationes de cambio del suelo por Na^+ con una solución de una sal sódica (AcONa 1N). Los cationes de cambio Ca_2^+ y Mg_2^+ se medirán en el líquido de lavado. A continuación y tras eliminar el exceso de sal con sucesivos lavados con etanol, se desplazará el Na^+ de las posiciones de intercambio con una sal de NH_4^+ . El Na^+ desplazado dará la medida de la Capacidad de Cambio Total.

Para determinar los cationes de cambio Na^+ y K^+ , se añadirá sobre la muestra de suelo una solución de una sal amónica (AcONH_4) para desplazar todos los cationes del complejo de cambio. Dichos cationes se determinarán en los líquidos de lavado.

La CIC medida en la Marga Azul del Guadalquivir tiene un CIC comprendida entre 7 y 13 meq/100 g., aunque a poca profundidad se han medido valores superiores a los 13 meq/100 g. En cualquier caso, indica que no es un material con una elevada tendencia al intercambio catiónico, motivado quizás por el elevado contenido de Illita y Caolinita que presenta conforme aumenta la profundidad de las muestras.

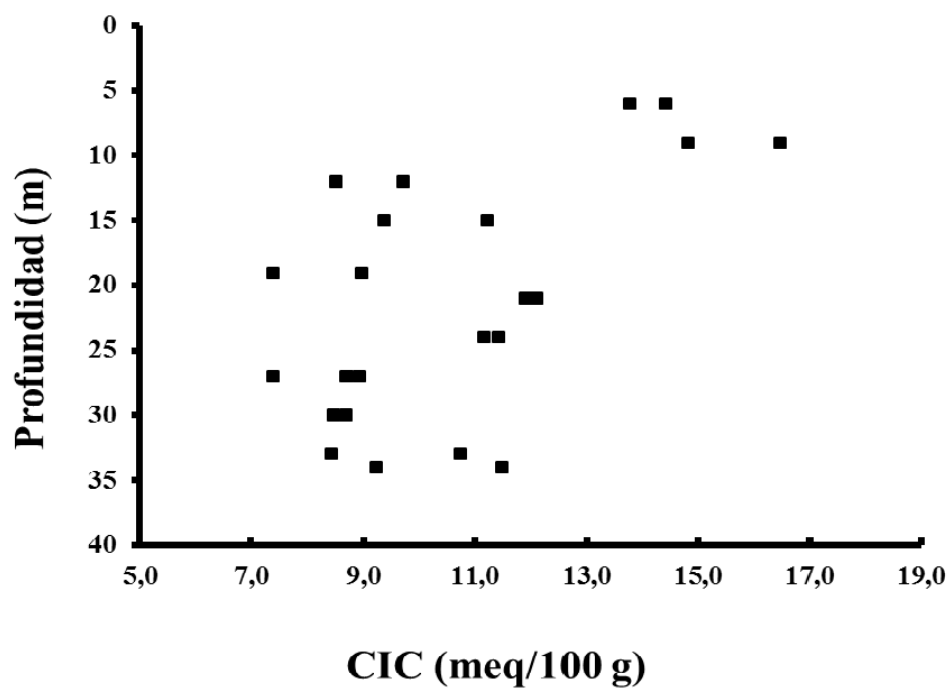


Figura 3.23. Evolución de la CIC con la profundidad.

3.4. Medida indirecta de la succión en la Marga Azul del Guadalquivir.

3.4.1- Papel de filtro. Medida de la succión inicial.

Cuando una muestra de suelo, que posee una cierta humedad, se pone en contacto con un material poroso capaz de absorber agua, como es el caso del papel filtro, se produce un flujo entre los dos hasta que se alcanza el equilibrio de humedad entre ambos, y por tanto, el equilibrio en la succión.

En este principio se basa la determinación de la succión de un suelo mediante la técnica de papel de filtro. Para que la medida sea correcta, es básico tener bien calibrada la relación entre la humedad que adquiere el papel de filtro y la succión asociada a la misma. La calibración del papel de filtro puede hacerse mediante diferentes técnicas, tales como membrana de presión (ASTM D3152-72) para rangos de succiones bajas (hasta 500 kPa) y equilibrio de vapor con soluciones salinas en un desecador de vacío para valores de succiones más elevadas (Marinho, 1994).

En la norma ASTM D5298-03 se recoge el procedimiento para la realización de este ensayo y las calibraciones para los dos tipos de papeles de filtro más usados por la comunidad científica, el Whatman nº 42 y el Schieicher and Schueli N° 589³ (Fig 3.24).

En esta investigación se ha utilizado el papel de filtro Whatman nº42 por ser el más recomendado en el rango de succión dentro del cual se encuentra la succión inicial de las muestras ensayadas (Sibley y Williams, 1990) .



Figura 2.24. Papeles de filtro Whatman y Schieicher and Schueli.

Las calibraciones para cada uno de los dos tipos de papel de filtro anteriores vienen dadas en la norma ASTM D5298-03, y muestran una relación bilineal entre la humedad del papel y la succión (Fig. 3.25). En esta figura se observa que para los rangos de elevadas succiones, la pendiente de las rectas de calibración es mayor que para la zona de bajas succiones. Este comportamiento se presenta porque a altas succiones la humedad se retiene como una película adsorbida a las superficies de las fibras del papel filtro mientras que a bajas succiones la humedad se absorbe por capilaridad o por fuerzas de tensión superficial entre las fibras (ASTM-D5298-03).

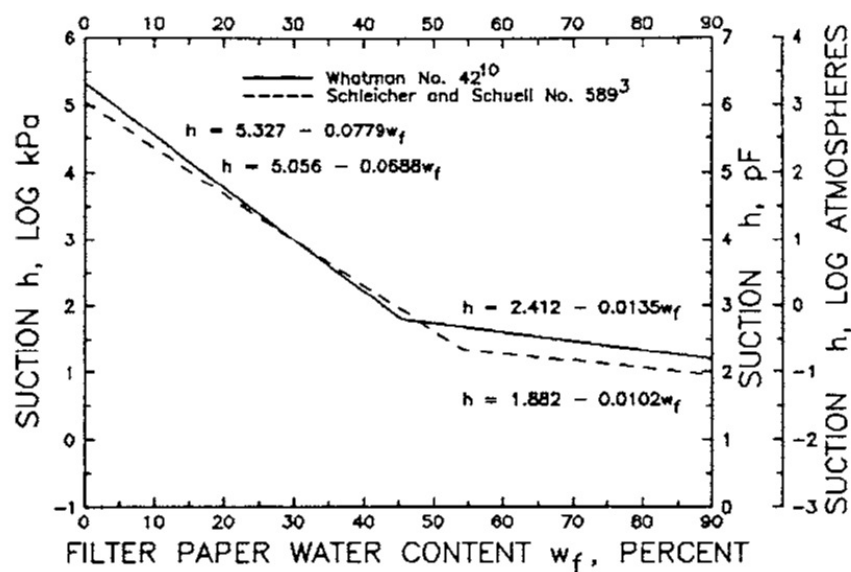


Figura 3.25. Calibración para técnica de papel de filtro (ASTM D5298-03).

Estas calibraciones han sido ampliamente discutidas por numerosos investigadores (McQueen et al., 1968; Al-Kafaf et al., 1974; McKeen, 1980; Chandler and Gutierrez, 1986; Greacen, 1987; Chandler et al., 1992; Houston et al., 1994; Bulut et al., 2001; Leong et al., 2002; Power et al., 2008). En las Figuras 2.25 y 2.26 se representan respectivamente las curvas de calibración del papel filtro Whatman N° 42 y Schleicher and Schwell que han obtenido algunos de estos autores, comparándolas con la propuesta por la norma ASTM D5298-94, cuya actualización ha generado la versión D5298-03 recogida en las referencias de este documento, y en la que no ha variado la calibración propuesta para estos dos tipos de papel de filtro. Se puede comprobar cómo, para el caso del papel Whatman No. 42, la calibración propuesta por la ASTM tiene un grado de aproximación muy bueno, sin embargo, para el papel Schleicher and Schwell 589 encontramos bastante variación entre las calibraciones reportadas por varios autores

y la recogida en la normativa. Esto ratifica nuestra decisión de usar el papel Whatman N° 42 durante esta investigación, relacionando su humedad con la succión a través de las siguientes expresiones:

$$h = 5.327 - 0.0779 \cdot w \quad \text{para } w < 45.26\% \quad \text{Ecuación 3.3}$$

$$h = 2.412 - 0.0135 \cdot w \quad \text{para } w \geq 45.26\% \quad \text{Ecuación 3.4}$$

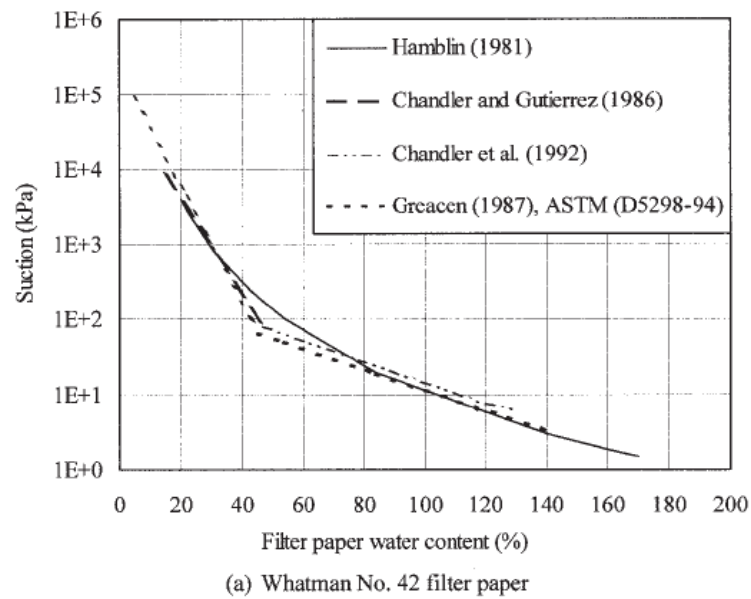


Figura 3.26. Calibración para el papel de filtro Whatman No. 42 (Leong et al., 2002)

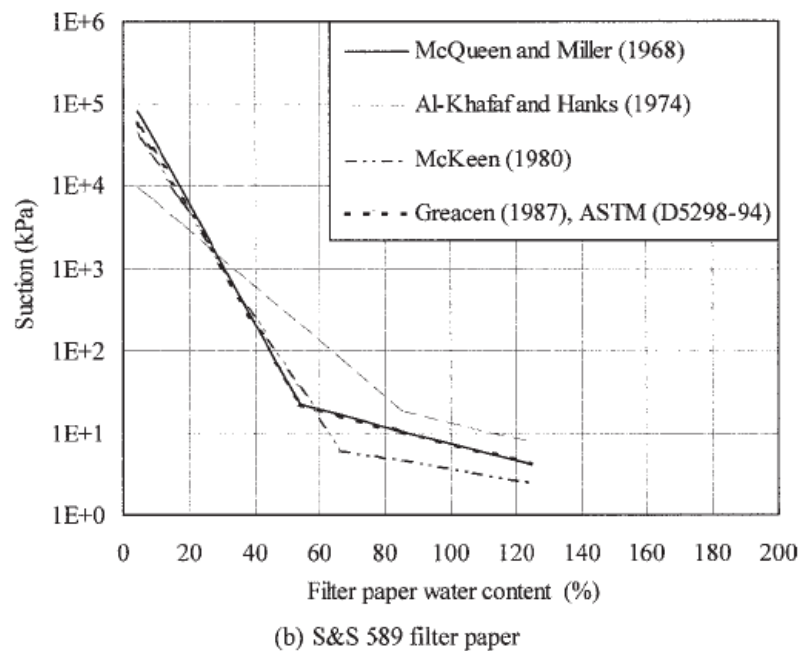


Figura 3.27. Calibración para el papel de filtro Schleicher and Schwell 589. (Leong et al., 2002)

La absorción de agua por parte del papel filtro puede presentarse por flujo de vapor o por flujo capilar. Cuando el flujo ocurre por transferencia de vapor únicamente, el papel filtro mide la succión total, ya que incorpora todas las fuerzas osmóticas y capilares que retienen a las moléculas de agua, mientras que si el flujo ocurre por capilaridad el papel de filtro mide la succión matricial (Marinho, 1994; Avila, 2004).

Se han realizado ensayos de papel de filtro a cuatro muestras de Marga Azul del Guadalquivir para reducir la variabilidad existente al usar muestras inalteradas. Las cuatro determinaciones de la succión inicial se han hecho con papel de filtro en contacto con la muestra (medida de la succión matricial) y con papel sin contacto con la muestra (medida de la succión total). En ambos casos, se ha seguido el protocolo de ensayo recogido en la norma ASTM D5298-03.

El procedimiento del ensayo requiere tener en cuenta previamente dos consideraciones muy importantes:

- a. Es necesario dejar la muestra en contacto con el papel de filtro un tiempo suficiente para que se pueda alcanzar el equilibrio en el flujo de agua. Un valor bastante aceptable de este tiempo es 14 días, tanto si se está realizando el ensayo como si se está calibrando el papel de filtro (Bulut y Leong, 2008). Para los ensayos realizados, se ha tomado esta referencia de tiempo como valor mínimo para alcanzar el equilibrio.
- b. Durante los procesos de calibración y de medición, es muy importante el control del gradiente de temperatura y de la humedad relativa. Las variaciones de temperatura y de humedad durante la realización de los ensayos es extremadamente crítica (Bulut y Wray, 2005). Para solucionar este requisito, los ensayos se han realizado en una cámara a temperatura (20 ± 0.5 °C) y humedad controlada ($70 \pm 5\%$ HR). Las muestras han sido depositadas, durante todo el tiempo necesario para establecer el equilibrio, en un contenedor isotérmico, en el cual se ha controlado, mediante dos sondas térmicas, el gradiente térmico existente entre la temperatura interior y la exterior, procurando que el mismo no supere el ± 0.1 °C (Fig. 3.28).



Figura 3.28. Contenedor isotérmico y equipo para medir el gradiente térmico.

Se han realizado los siguientes pasos durante el ensayo, según viene recogido en la ASTM D5298-03. La muestra ha sido pesada previamente, para poder obtener el dato de su humedad inicial. Los papeles de filtro que se han usado como elementos de medida han sido también pesados previamente, para controlar su humedad inicial. Esta última pesada se ha realizado en una balanza de alta precisión (± 0.1 mg.).

Una vez obtenido los pesos iniciales, se realiza el montaje del ensayo. Entre las dos partes de la muestra coloca un papel de filtro Whatman N°. 42 (papel de medida) entre otros dos papeles de filtro Whatman N°. 40, más porosos, formando una especie de sándwich cuya única misión es que permitan el establecimiento del equilibrio en el flujo de agua y eviten que en el papel de medida se depositen restos de muestras que puedan alterar el resultado (Fig. 3.29).



Figura 3.29. Colocación del papel de filtro de medida durante los ensayos.

Se coloca una porción de muestra sobre la otra y se realiza una ligera presión para garantizar el ajuste y contacto de la muestra con los papeles de filtro. La presión aplicada es importante que sea la necesaria, ya que una excesiva presión puede modificar los resultados, ya que el ensayo de papel de filtro es bastante sensible a la presión aplicada a las muestras (Power et al., 2008). Se sella la zona del contacto con cinta aislante para unir ambas partes y evitar desecaciones (Fig. 3.30).



Figura 3.30. Unión y sellado mediante cinta aislante.

La muestra sellada se introduce en un bote cerrado, colocando antes un anillo de PVC en su parte superior y un papel de filtro Whatman N^o. 42 en contacto con el aire, para la medida de la succión total. Posteriormente se cierra el bote lo más herméticamente posible, para lo cual se acaba precintando con cinta aislante en la zona de roscado, evitando así la entrada y salida de aire (Fig. 3.31)



Figura 3.31. Precintado del bote que contiene las muestras.

Las muestras son depositadas en un contenedor isoterma con el gradiente de temperatura controlado (Figs. 3.32 y 3.33) por un periodo mínimo de 14 días, para garantizar que se ha alcanzado el equilibrio en el flujo de agua y en la fase vapor.



Figura 3.32. Muestra introducida en contenedor isotérmico. Figura 3.33. Medidor de gradiente térmico.

Tras pasar el tiempo de equilibrio, se extrae la muestra, se retiran todos los precintos y, siempre con guantes y pinzas para evitar contacto y cambios de humedad, se retiran los papeles de filtro que sirven de medida, que se pesan en balanza de precisión y se introducen en estufa para calcular su peso seco tras 24 horas, así como la muestra. Una vez determinados todos los pesos podemos calcular la humedad del papel de filtro y, a través de las rectas de calibración (Fig. 3.26), la succión que le corresponde.

Los resultados de las muestras ensayadas se recogen en la Tabla 3.12. A efectos de calibración, también se ha medido la succión inicial mediante la técnica de psicrometría de punto de rocío, que será explicada en el apartado siguiente.

Tabla 3.12. Succión inicial de la Marga Azul del Guadalquivir (Papel de filtro).

Muestra (Profundidad)	Succión matricial (kPa)
Muestra 1 (33 m)	820
Muestra 2 (27 m)	780
Muestra 3 (33 m)	858
Muestra 4 (22 m)	795

El trabajo se ha centrado principalmente en la determinación de la succión matricial mediante papel de filtro. La succión total, suma de la matricial y la osmótica, por este procedimiento no genera valores muy representativos (Walker et al. 2005). La succión osmótica llega a ser importante en suelos muy salinos como los de Adelaida (Australia), pero para el resto de suelos, sobre todo para suelos de granulometría fina, la succión matricial debida a las fuerzas de capilaridad y adsorción, es la más importante (Delgado, 1986).

Se ha considerado la succión matricial medida mediante papel de filtro como un valor suficientemente representativo de la succión total inicial de la Marga Azul del Guadalquivir.

3.4.2- Psicrometría de Punto de Rocío. Psicrómetro Decagon WP4C.

En un sistema compuesto por material sólido o líquido, la succión se encuentra en relación directa con la presión de vapor del aire que está en contacto con la muestra. Esta relación se recoge en la siguiente expresión:

$$\Psi = \frac{R \cdot T}{M} \cdot \ln \frac{p}{p_o}$$

Ecuación 3.5

Donde p es la presión de vapor del aire, p_o es la presión de vapor de saturación a la temperatura de la muestra, R es la constante de los gases (8.31 J/mol·K), T es la temperatura de la muestra en Kelvin y M es el peso molecular del agua. Salvo las constantes, calcular la succión pasa por determinar la temperatura de la muestra, la presión de vapor del aire en equilibrio con la muestra y la presión de vapor de saturación a la temperatura de dicha muestra.

Para obtener estos parámetros se usa un psicrómetro de punto de rocío (Figs. 3.34 y 3.35), fabricado por Decagon Devices, Inc., más concretamente el modelo WP4C Dew Point Potentiometer (www.decagon.com).



Figura 3.34. WP4 Dew Point Potentiometer.



Figura 3.35. WP4 Dew Point Potentiometer.

En este tipo de psicrómetro la succión total se mide equilibrando la fase líquida de la muestra con la fase vapor que queda en la cámara donde se aloja la cápsula portamuestra (Gee et al., 1992). Esta cámara es sellada de forma estanca durante todo el proceso de medida. En la Figura 3.36 se recoge un esquema del WP4C donde se indican sus partes principales.

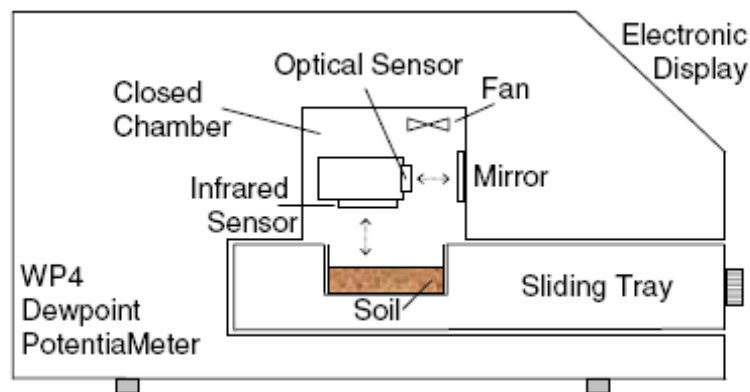


Figura 3.36. Esquema del psicrómetro de punto de rocío WP4C. Bulut y Leong (2008)

La temperatura de la muestra es determinada mediante un sensor térmico de infrarrojos. Usando un dispositivo de refrigeración basado en el efecto Peltier, se enfría un espejo que se encuentra en el interior de la cámara para forzar la formación de vapor. La aparición de vapor en el espejo es controlada mediante un sensor óptico. Existe un termopar ubicado en el espejo de condensación que permite medir la temperatura de rocío, la cual se puede relacionar perfectamente con la presión de vapor existente en la cámara sellada en el momento de medida. La presión de vapor en saturación se obtiene directamente mediante su correlación con la temperatura de la muestra medida por el sensor térmico de infrarrojos. Para que el proceso de medida sea fiable, es necesario recircular el aire interior de la cámara, para lo cual se dispone de un pequeño ventilador que es el encargado de uniformizar las condiciones ambientales de la muestra, reduciendo el tiempo necesario para que se establezca el equilibrio.

El proceso de medida de este instrumento, concebido en base a técnicas de diseño robusto, es rápido y fiable (tarda alrededor de unos 10 minutos en realizarse el proceso de medición). También es muy sensible a la diferencia existente entre la temperatura de la muestra y la temperatura de punto de rocío. Esta diferencia debe mantenerse en un valor muy pequeño para que el proceso de lectura sea fiable. La limpieza de los sensores ópticos y de infrarrojos debe realizarse tras pocas medidas, ya que es fundamental conservar estos elementos en perfecto estado de limpieza. Incluso, es recomendable que las cápsulas portamuestras no se llenen hasta su tope máximo, para evitar ensuciar con material a estos sensores (Fig. 3.37)



Figura 3.37. Cápsulas portamuestras preparadas para la medición en WP4C.

Varios autores han comprobado la exactitud de este instrumento comparando sus resultados con los valores teóricos asociados a soluciones salinas de varios solutos, como el NaCl o el CaCl₂, o con los valores obtenidos con la técnica de papel de filtro (Bulut et al., 2002; Leong et al., 2003). Estudios indican que el grado de exactitud es muy bueno para succiones altas, teniendo una mayor dispersión en los resultados para succiones inferiores a los 1000 kPa.

3.4.3- Curva de retención de la Marga Azul del Guadalquivir. Soil Water-Characteristic Curve (SWCC).

Se denomina “Curva de retención” o “Curva Característica” a la relación existente entre la cantidad de agua retenida en un suelo y su correspondiente succión. En este trabajo se va a usar el primer término, al ser más usual dentro de las publicaciones sobre suelos parcialmente saturados existentes en español (Buenfil, 2007).

Para obtener esta curva de retención, se somete a las muestras, compactadas o inalteradas, a varias succiones hasta que se alcance el equilibrio, determinándose en ese momento el contenido de agua asociado a cada escalón de succión.

Son numerosos los estudios que se han realizado sobre la obtención de esta curva y las técnicas usadas para ello (Ridley and Wray, 1996; Marinho and Oliveira, 2006; Marinho et al., 2008; Bulut and Leong, 2008; Vanapalli et al., 2008; Blatz et al., 2008;

Zielinski et al., 2010). El uso de una u otra técnica dependerá, entre otros factores del tiempo disponible para los ensayos, de la financiación existente, del tipo de ensayos a realizar posteriormente con las muestras y de los rangos de succión que se van a aplicar (Masrouri et al., 2008).

Para obtener la Curva de Retención de las muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir se han utilizado las siguientes técnicas de medida e imposición de succión:

- a. Psicrometría de punto de rocío, en psicrómetro WP4C, para succiones superiores a los 1000 kPa (Gee et al., 1992; Bulut et al., 2002; Leong et al., 2003).
- b. Papel de filtro para determinar la succión inicial (ASTM D5298-03), que se encuentra en un intervalo de succiones entre 300 kPa y 1000 kPa.
- c. Membrana de presión para los rangos más bajos de succión, hasta alcanzar valores próximos a la saturación (Richards, 1941; Bocking and Fredlund, 1980; ASTM D3152-72). Un desarrollo más completo sobre esta técnica de imposición de succión se recoge en el Capítulo 4 de esta Tesis Doctoral.

El resultado de estas medidas se recogen en la Figura 3.38, donde se representa la Curva de Retención de la Marga Azul del Guadalquivir. Este material presenta una curva en la cual el punto de entrada de aire tiene un elevado valor de succión, cercano a 1 MPa, y una succión de residual que se encuentra en el rango de los 100 MPa.

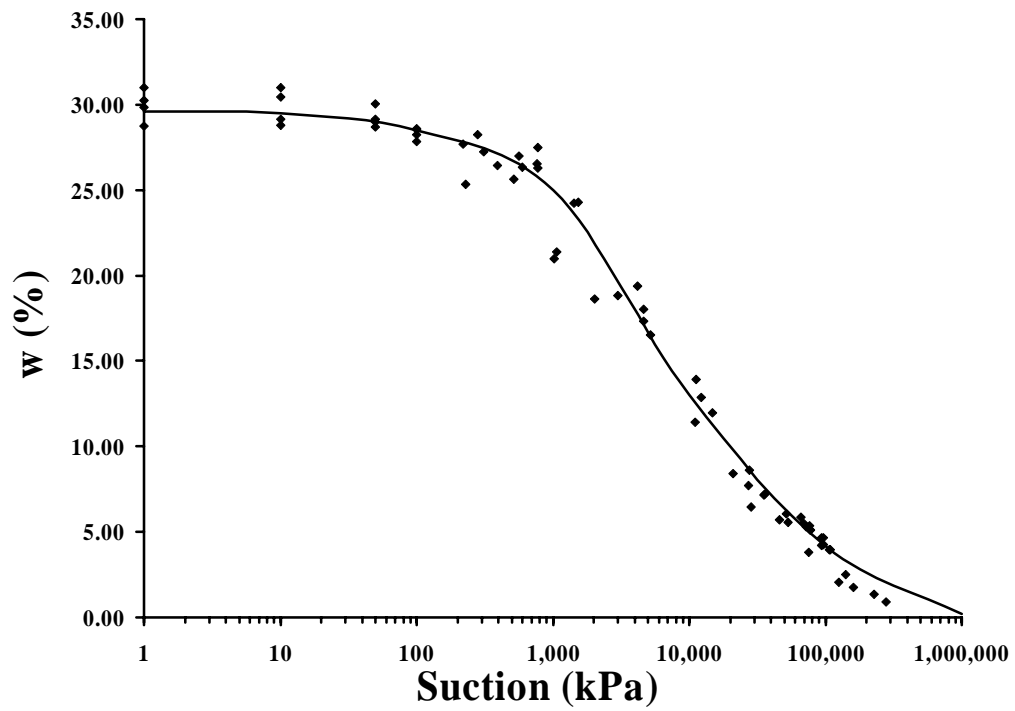


Figura 3.38. Curva de Retención de la Marga Azul del Guadalquivir.

CAPITULO 4

TECNICAS Y EQUIPOS EXPERIMENTALES UTILIZADOS EN LA INVESTIGACIÓN.

4.1- Técnicas de aplicación de la succión.

4.1.1- Traslación de ejes

4.1.2- Membrana de presión. Tiempo de equilibrio.

4.1.3- Equilibrio de vapor.

4.2- Edómetro con control de succión.

4.2.1- Evolución y desarrollos.

4.2.2- Edómetros usados en los ensayos.

4.2.2.1- Edómetro convencional.

4.2.2.2- Edómetro UPC con control de succión.

4.2.2.3- Célula Rowe para suelos parcialmente saturados.

4.2.2.4- Rigidez de los equipos.

4.3- Montaje experimental.

4.3.1- Medida de permeabilidad en célula Rowe.

4.3.2- Ensayos edométricos en edómetro UPC con transferencia de vapor.

4.1- Técnicas de aplicación de la succión.

4.1.1- Traslación de ejes

Actualmente, las técnicas para el control de la succión en un suelo se pueden englobar en dos grandes grupos:

- a. Control mecánico.
- b. Control energético o termodinámico.

Dentro del primer grupo encontramos aquellos en los que la succión se impone aplicando de forma directa una tracción al agua, que se pone en contacto con el suelo a través de un elemento tipo dren (como en el caso de la placa de succión) o en contacto directo por medio de una presión neumática positiva a la fase gaseosa existente en los poros del suelo, que se separa del reservorio de agua libre a través de un material semipermeable (membrana de celulosa hidratada o una piedra porosa de alto valor de entrada de aire AVEA).

El segundo grupo lo componen aquellos métodos que usan la energía libre relativa del gas en equilibrio con la fase líquida del suelo para aplicar la succión en el mismo (Ec. 4.1). La energía libre (δf) necesaria para mover el agua hasta la presión de referencia (normalmente la atmosférica) hasta los poros del suelo es igual al potencial de succión total.

$$\delta f = \Psi = RT \cdot \ln \left(\frac{p}{p_0} \right) \quad \text{Ecuación 4.1}$$

Donde p es la presión de vapor del agua en el suelo, p_0 es la presión del vapor del agua libre a la temperatura absoluta T y R es la constante termodinámica de los gases. En este último grupo entran técnicas de aplicación de succión tales como la técnica de ósmosis ó el equilibrio de vapor, que será explicada convenientemente más adelante, en este mismo capítulo.

El método de traslación de ejes, desarrollado por Hilf (1956), se utilizó originalmente para poder medir succiones superiores a los 100 kPa sin que se presentaran problemas

de cavitación del agua en el sistema de medida. La cavitación es un proceso físico que surge cuando el agua sufre, a una determinada presión, un descenso de su presión que la hace entrar en fase vapor. Este fenómeno es muy perjudicial para la industria en general ya que provoca la destrucción mecánica de los álabes de hélices de motores y bombas, por culpa de la implosión sobre los álabes de las burbujas que se crean. En la mecánica de suelos experimental se crea el grave problema de la aparición de burbujas de aire en una línea de presión de agua, que dificulta enormemente la medida de la presión y del cambio de volumen ~~existente~~ debido a la gran diferencia de compresibilidad existente entre el agua y el aire ocluido dentro de la masa de agua.

La traslación de ejes consiste en aplicar una presión de aire (u_a) sobre una muestra de suelo, lo que se puede considerar como un incremento artificial de la presión atmosférica a la cual se hace el ensayo, o lo que es lo mismo, como un traslado de la presión de aire de referencia (Fig. 4.1), de esta manera, la presión de poros negativa que existe en la muestra de suelo se incrementa en la misma medida que la sobrepresión de aire aplicada y se puede llevar a un valor positivo, evitando la aparición de burbujas de aire ocluidas en el seno de la masa de agua. La succión matricial depende de las fuerzas capilares y ésta de la forma y disposición del menisco formado en la interfase aire-agua de un poro capilar. Olson y Langfelder (1965) indican que el agua y los contornos de los poros de un suelo son suficientemente incompresibles como para que la elevación artificial de la presión no modifique sustancialmente la curvatura del menisco formado en la interface aire-agua (Fig. 4.2). De esta forma la presión de agua negativa es incrementada por una cantidad igual a la presión de agua positiva en orden de mantener una succión matricial constante ($u_a - u_w$).

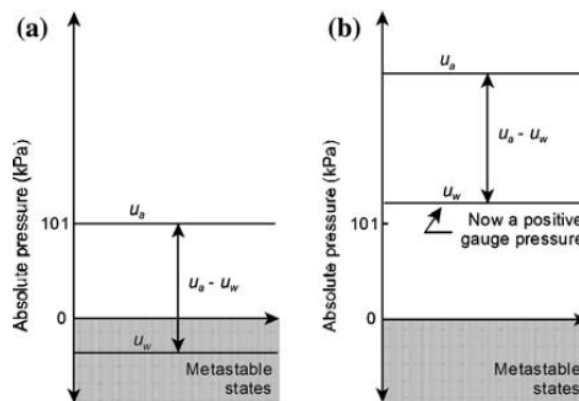


Figura 4.1. Traslación de ejes y presión de referencia.

a) presión atmosférica, b) nueva presión de referencia . (Marinho et al., 2008).

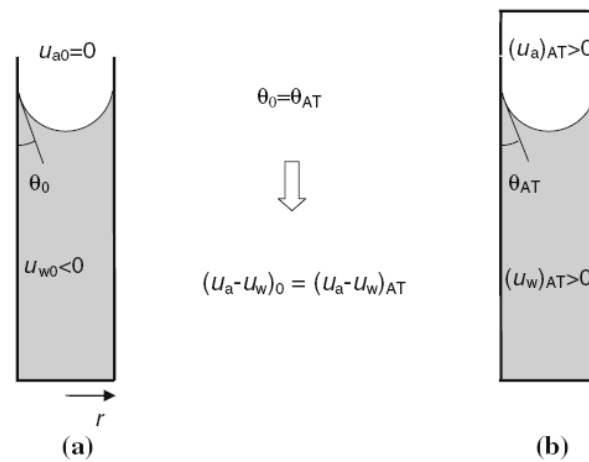


Figura 4.2. Efecto realizado por el principio de traslación de ejes.
(Marinho et al., 2008).

La técnica de traslación de ejes, junto con el avance de los discos porosos de alto valor de entrada de aire (AVEA), ha sido recientemente aplicada por diferentes investigadores para imponer niveles de succión inferiores a 1500 kPa (Gan et al., 1988; Balmaceda, 1991; Sivakumar, 1993; Yuk Gehling, 1994; Romero, 1999). En esta Tesis, se ha utilizado esta técnica tanto para medir succiones, a través de la membrana o placa de presión, como para imponer una determinada succión matricial a una muestra de suelo, en ensayos realizados en edómetros con control de succión.

4.1.2- Membrana de presión. Tiempo de equilibrio.

El desarrollo inicial que da origen al aparato de membrana de presión fue realizado por Hilf (1956), apoyándose en la técnica de traslación de ejes descrita anteriormente. Fredlund y Rahardjo (1993) describen de forma pormenorizada este y otros equipos que emplean la técnica de traslación de ejes para medir succión. Un desarrollo más profundo y reciente del estado de esta técnica lo realizó Romero (1999), donde se indica su campo de aplicación tanto a ensayos triaxiales como a ensayos edométricos con control de succión.

El ensayo de membrana de presión, cuyo esquema se recoge en la Figura 3.3, se ha realizado en un equipo Normatest. Este equipo está compuesto por un pedestal de bronce que se encuentra en contacto con reservorios de agua a través de manguitos de goma. Sobre este pedestal, se coloca el cuerpo superior, también de bronce, y se

atornilla dejando en su interior, completamente sellada gracias a una junta tórica de gran tamaño, una cámara estanca en la que se establecerá la presión de aire mediante una conexión regulada a un compresor (Figs. 4.4 y 4.5).

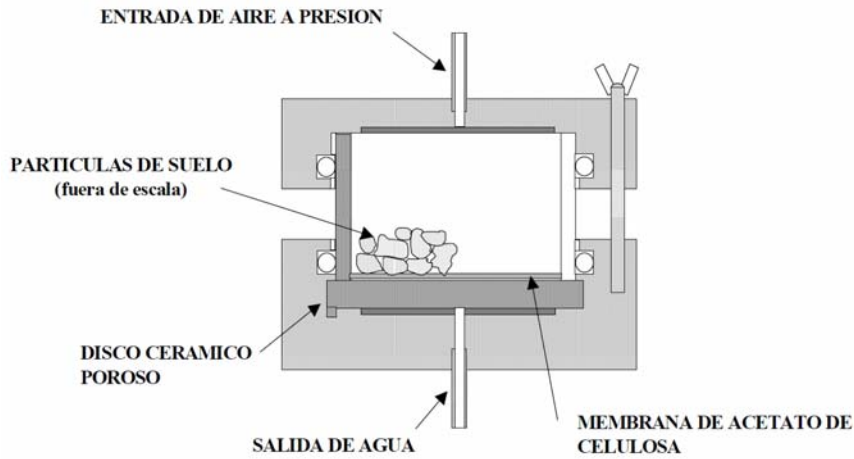


Figura 4.3. Esquema del ensayo de membrana de presión. Ávila, (2004).



Figura 4.4. Equipo de membrana de presión usado en la investigación.
Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.



Figura 4.5. Equipo de membrana de presión. Montaje experimental
Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

El procedimiento por el cual se desarrolla el ensayo viene recogido en la norma ASTM D3152-72. Se introduce una muestra de suelo dentro de la cámara sellada interna que deja el aparato de membrana de presión tras su cierre. Para separar la fase gaseosa de la fase líquida, es necesario colocar como elemento interfase, justo entre la muestra y el pedestal, una membrana de acetato de celulosa. La membrana usada en este desarrollo experimental ha sido una Sigma-Aldrich semipermeable de alto valor de entrada de aire (permite el paso del agua pero impide el paso de aire). La muestra se pone en contacto directo con la membrana que ha sido dejada previamente en saturación inmersa en agua destilada durante 24 horas. Una vez colocada la muestra, la cámara se cierra herméticamente y se le aplica en su interior una presión de aire seco, pudiéndose usar otro tipo de gas como el nitrógeno. Teniendo en cuenta que la membrana está saturada y conectada al exterior mediante un conducto también saturado que normalmente se deja a la presión atmosférica, la presión de aire aplicada (u_a) corresponde directamente a la succión matricial (s) ya que $s = u_a - u_w$, donde u_w es la presión de agua ($u_w = 0$). De esta manera, la presión de aire se aplica a voluntad para imponer la succión requerida hasta valores de 10 a 15 MPa, que son los valores de entrada de aire de la membrana de acetato de celulosa saturada.

Surge siempre la cuestión sobre cuánto tiempo es necesario dejar la muestra, bajo unas condiciones impuestas de succión, para que alcance el equilibrio. Esta decisión hay

que tomarla antes de iniciar cualquier ensayo donde se va a imponer, sea con la técnica que sea, una succión a una determinada muestra de suelo.

La ASTM D-6836-02 establece unos tiempos de equilibrio estimados para varios escalones de succión, en procesos de secado, entendiendo estos tiempos como el necesario para que la muestra no drene agua al alcanzar el equilibrio, para varios escalones de succión. Estos tiempos han sido estipulados en 24 horas para succiones inferiores a 500 kPa, 48 horas para succiones entre 500 y 1000 kPa, y tiempos superiores a las 96 horas para valores de succión por encima de los 1000 kPa. En función de la granulometría, la impermeabilidad y el tamaño de la muestra, Gee (2002) indica que con estos tiempos no se alcanza el equilibrio. Leong et al. (2004), para muestras más permeables, concluye que los tiempos de equilibrio indicados en la ASTM son suficientes.

La Marga Azul del Guadalquivir es un material muy impermeable al que se le presupone un elevado tiempo para el establecimiento del equilibrio con una succión impuesta. En esta Tesis, antes de realizar ensayos con control de succión, es necesario conocer con suficiente certeza cual es el tiempo de equilibrio correspondiente a este material.

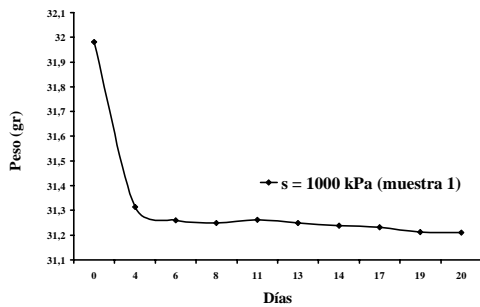
Para determinar el tiempo de equilibrio de las Margas Azules en el aparato de membrana de presión, se ha sometido a cuatro muestras de margas, del mismo espesor que las utilizadas en los ensayos edométricos realizados en esta Tesis, a succiones superiores e inferiores a su succión inicial, que está en torno a los 750 kPa (Tabla 4.1).

Tabla 4.1. Ensayos de membrana de presión
para determinar el tiempo de equilibrio.

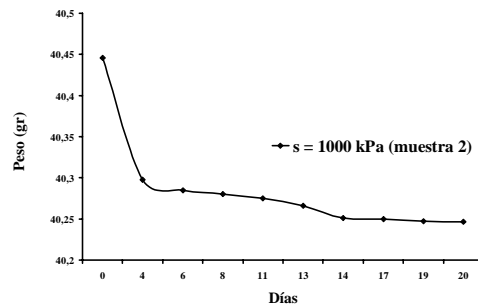
Nº Ensayo	Muestra	Succión impuesta (kPa)
Membrana 1	Muestra 1	1000
Membrana 2	Muestra 2	1000
Membrana 3	Muestra 3	400
Membrana 4	Muestra 4	400

Por término medio, cada dos días estas muestras se han pesado en una balanza de alta precisión (± 0.0001 gr.) y las membranas de celulosa cambiadas por unas nuevas,

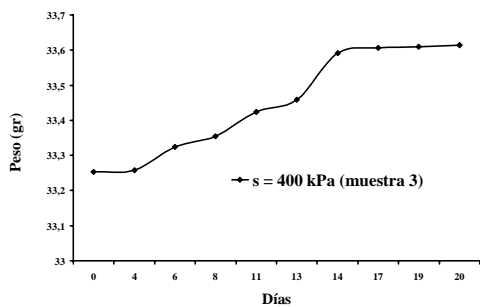
previamente saturadas. Se registran los pesos en función del tiempo (días) hasta se estabilicen, lo que indica que la muestra ni drena ni capta agua, es decir, ha alcanzado el equilibrio (Figs. 4.6 - 4.9). Una vez alcanzado el equilibrio con la succión impuesta, se determina la humedad final, y con este valor se calculan las humedades en todas las etapas anteriores. Con estos datos se tiene información sobre la relación entre la succión aplicada, la humedad y el grado de saturación de las muestras ensayadas.



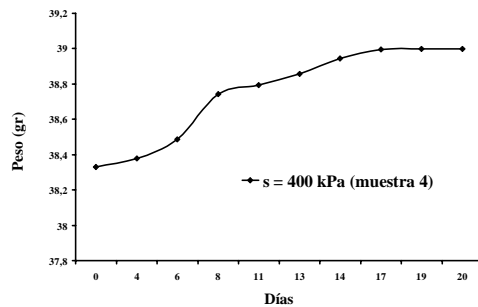
Figuras 4.6. Ensayo membrana de presión.
1000 kPa. Muestra 1



Figuras 4.7. Ensayo membrana de presión.
1000 kPa. Muestra 2



Figuras 4.8. Ensayo membrana de presión.
400 kPa. Muestra 3



Figuras 4.9. Ensayo membrana de presión.
400 kPa. Muestra 4

Tal y como se aprecia en las figuras 4.6, 4.7, 4.8 y 4.9, el equilibrio de succión, tanto para humectación como para secado, se establece entre los 13 y los 15 días. En este estudio, para todos los escalones de succiones aplicados en ensayos con membrana de presión y en edómetros con succión controlada, se han considerado tiempos de estabilización superiores a los 15 días, garantizándose de esta forma que se ha alcanzado el equilibrio entre la humedad de la muestra y la succión impuesta.

4.1.3- Equilibrio de vapor.

En la Ecuación 4.1 se refleja como a través de la ley psicométrica se relacionan la succión con la humedad relativa o variación de la presión de vapor. Una reducción de la presión parcial de vapor (p) hace aumentar la humedad relativa (p/p_0), provocándose de esta forma un aumento de la succión total.

Algunos materiales solubles en agua, como pueden ser las sales o los ácidos inorgánicos, tienen la facultad de evitar que las moléculas de agua escapen de la superficie libre agua-aire mediante evaporación o condensación, provocándose una reducción de la presión de vapor, un aumento de la humedad relativa y, en definitiva, un aumento de la succión total.

Esta propiedad de sales y ácidos disueltos ha sido usada por varios autores creándose una técnica de imposición de succión denominada “Técnica de Equilibrio de Vapor” (VET). Los principales trabajos en esta línea han sido desarrollados, entre otros, por Delage et al. (1998), Romero (1999), Villar (2000) y Tang y Cui (2005). Todos ellos reportan métodos para imponer succiones totales a muestras de suelos mediante su contacto directo con una atmósfera a una determinada humedad relativa, que ha sido controlada mediante el uso de disoluciones de ácidos y sales. A mayor concentración de sales y ácidos, obtenemos mayores succiones.

Se recogen en la Tabla 4.2, las succiones totales máximas generadas cuando los solutos más habituales (tanto sales como ácidos), son llevados a su concentración máxima en disolución.

Tabla 4.2. Succiones impuestas por disoluciones saturadas salinas y acidas. Vicol (1990), Ávila (2004) Gmitro y Vermeulen (1994), Pintado (2002).

Solución saturada para sales y en %pp para ácidos	Succión impuesta (MPa)
$\text{CuSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$	1.6
$\text{ZnSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$	12.6
KCl	22.4
NaCl	33.1
NaNO_2	60.3
$\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$	158.5
H_2SO_4 (98%pp)	1,669.8

Las soluciones salinas son muy usadas para imponer una succión a una muestra de suelo debido a que son bastante estables y su manejo no es problemático ni requiere medios especiales, todo lo contrario que las soluciones ácidas, que son muy corrosivas (afectan a los materiales con los que se fabrican los equipos) y son muy sensibles a los cambios de temperatura y humedad. A favor de las soluciones ácidas, indicar que generan rangos de succiones más elevados que las soluciones salinas saturadas (Blatz et al., 2008). A su vez, la presencia de vapores ácidos puede generar alteraciones en la composición química de las arcillas y, en concentraciones muy elevadas, pueden provocar la fracturación de la muestra (Vázquez et al., 2010)

En esta Tesis se han utilizado soluciones salinas de Cloruro de Sodio (NaCl) y Cloruro de Calcio hexa-hidratado ($\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) para imponer y controlar la succión en las muestras de Margas Azul del Guadalquivir. Se ha evitado el uso de soluciones ácidas en los ensayos edométricos con control de succión debido a la elevada corrosividad de los gases que se generan, que pueden dañar seriamente a los equipos.

La solución salina más común es la que utiliza como soluto el NaCl, ya que es una sal muy estable y económica, generando rango de succiones aceptables. Robinson (1945), obtuvo una relación experimental entre molaridad (M) de cloruro de sodio y humedad relativa. A partir de estos datos, Marinho (1994) presenta la siguiente relación entre la succión (s) y la molaridad de NaCl, definiéndose la molaridad como el número de moles del soluto por litro de solución (Ec. 4.2).

$$s = 4598.95 \cdot M^{1.00122} \quad \text{Ecuación 4.2}$$

Esta ecuación es válida para una temperatura de 25°C y para molaridades entre 0 y 1. Otros investigadores como Romero (1999) propone la siguiente relación entre la succión (s) en kPa, la temperatura (T) en °C y la actividad (a) de la solución acuosa de NaCl (Ec. 4.3):

$$s = -465.17 \cdot (T + 273.15) \cdot e^{-4.573 \cdot 10^{-4} \cdot T} \cdot \ln(a) \quad \text{Ecuación 4.3}$$

La ecuación anterior es válida para molalidades entre 0 y 3. El rango de validez de la Ec. 4.2 ya no está en términos de la molaridad (M) sino de la molalidad (m) que se define como el cociente entre el número de moles de soluto (NaCl) por kilogramo de solvente (agua). La actividad de una disolución puede expresarse en términos de la molalidad como:

$$a = 1 - 0.035 \cdot m - 1.1421 \cdot 10^{-3} \cdot m(m - 3) \quad \text{Ecuación 4.4}$$

Todos los ensayos de equilibrio de vapor se han ejecutado en una cámara a temperatura (20 ± 0.5 °C) y humedad controlada ($70 \pm 5\%$ HR).

Se han realizado medidas de succión total en el psicrómetro de punto de rocío para soluciones de NaCl con concentraciones superiores a 3 molal (a la saturación de la disolución le corresponde una concentración de 6 molal), que es la concentración máxima para la que es válida la relación planteada por Romero (1999), incluso se han realizado medidas a soluciones con concentraciones menores, para comprobar los resultados expresados por Romero (1999).

La representación gráfica de las lecturas experimentales realizadas se muestran en la Figura 4.10, donde se aprecia como la Ecuación 3.3 se adecua con suficiente precisión a los resultados experimentales obtenidos.

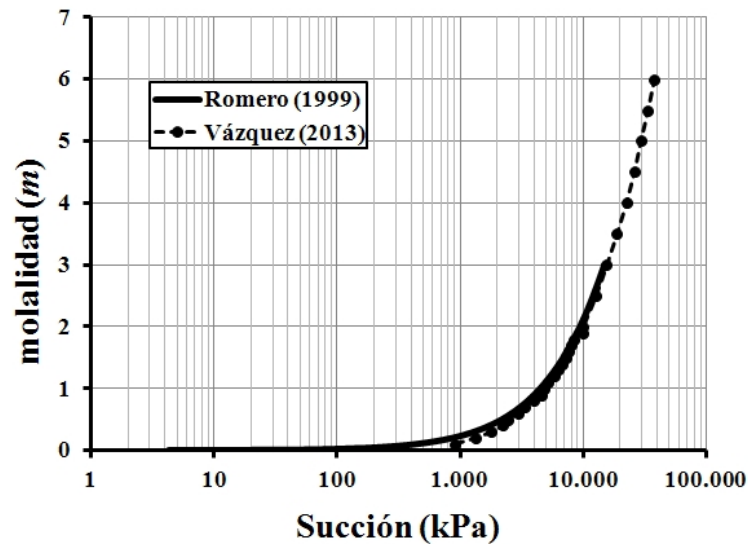


Figura 4.10. Succión vs. molalidad para una solución de NaCl.

Análogamente, se ha realizado, mediante medidas en el psicrómetro de punto de rocío, la calibración de una solución de $\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, llevando la concentración hasta su saturación (6.58 molal). En la Figura 4.11 se representan las relaciones concentración-succión obtenidas experimentalmente para ambas disoluciones, observándose como la solución de $\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, para valores de concentración superiores a 1 molal, genera valores de succión superiores a los obtenidos para la disolución de NaCl.

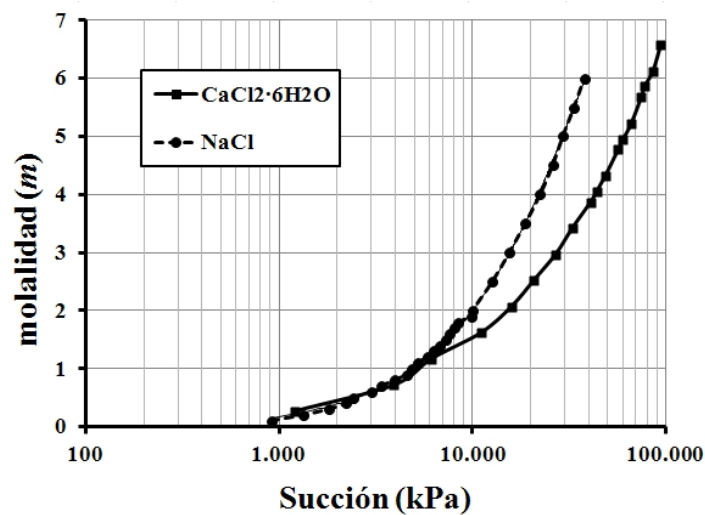


Figura 4.11. Succión vs. molalidad para una solución de NaCl y $\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$

4.2- Edómetros con control de succión.

4.2.1- Evolución y desarrollo.

El estudio experimental de la deformabilidad, y sobre todo el efecto de la expansividad, de los suelos parcialmente saturados tiene un recorrido histórico bastante dilatado, remontándose las primeras investigaciones a mediados del siglo pasado.

Rengmark y Erikson (1953) modificaron un edómetro convencional para conseguir aislar la muestra del entorno, y aplicaron la succión mediante una columna de mercurio utilizando una técnica similar a la empleada en una placa de succión. Los rangos de succión que se consideran en este tipo de edómetros son muy limitados ($s < 0.1$ MPa), debido a la presencia de burbujas de aire, por cavitación, en la fase acuosa.

Por otra parte, Jennings y Burland (1962), en muestras de arena limosa compactada con distintos grados de saturación, realizan ensayos de compresión edométrica mediante el encapsulado de un anillo edométrico que permite mantener las condiciones de humedad de la muestra (Fig. 4.12).

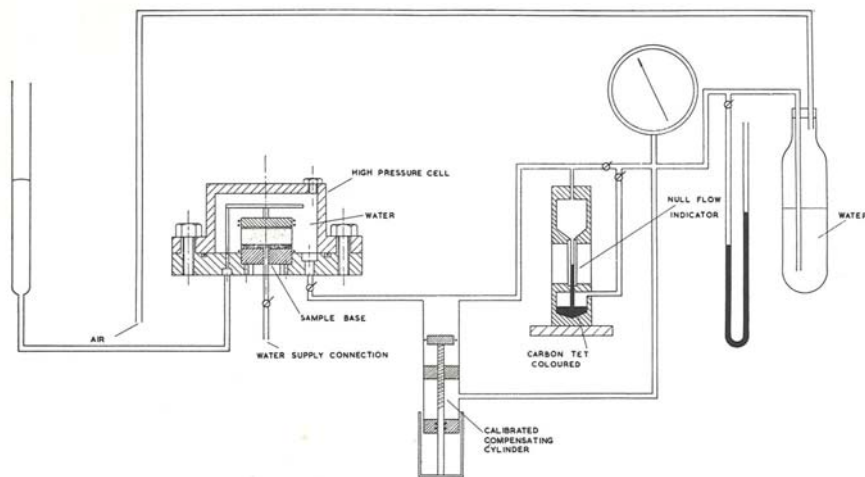


Figura 4.12. montaje experimental del edómetro de Jennings y Burland, (1962).

Estos montajes experimentales sufren una evolución considerable cuando se empieza a controlar la succión aplicada a las muestras, simulando las variaciones de succión real que sufre el terreno con las lluvias, los cambios estacionales o cualquier otra acción (natural o accidental) que haga variar su contenido de humedad. Los nuevos avances no sólo van a permitir controlar la succión, sino también aplicar trayectorias tensionales de

forma que se pueda tener un conocimiento más realista del comportamiento deformacional de los suelos.

En base al equipo de membrana de presión mostrado en la Figura 4.13, Escario y Sáez (1973) evolucionan un edómetro desarrollado por Escario (1967, 1969). En este edómetro la muestra queda confinada en un anillo y se coloca sobre una membrana de celulosa semipermeable saturada, o sobre una piedra porosa de alto valor de entrada de aire (AVEA), estando estos elementos en contacto con una piedra de alta porosidad que se encuentra saturada y en contacto con agua a presión atmosférica. Por la parte superior del edómetro se introduce aire seco o nitrógeno, a la presión adecuada para poder aplicar la succión deseada a la muestra. Todo el conjunto se cierra herméticamente con tornillos y juntas tóricas para evitar fugas. El sistema permite la aplicación de carga vertical de forma mecánica mediante pesas en una bancada de acero rígida, similar a la usada en los edómetros convencionales.



Figura 4.13. Edómetro desarrollado por Escario y Sáez (1973).

Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

En este tipo de edómetro, la fase acuosa se encuentra a la presión atmosférica y no es posible la aplicación de la técnica de traslación de ejes. Otras células similares fueron diseñadas con el objetivo de controlar la presión de aire y agua, permitiendo de esta forma aplicar la técnica de traslación de ejes al aplicar la succión matricial a la muestra, y medir los cambios de volumen y la variación de la cantidad de agua absorbida o expulsada por el suelo. Los principales intentos de avances en esta técnica son recogidos

en los trabajos de Barden et al. (1969), Chang (1969), Aitchison y Wodburn (1969), Moore y Millar (1971) y Fredlund y Morgenstern (1976).

Un desarrollo más completo de la técnica aplicada a los edómetros con control de succión fue el realizado por Lloret (1982). En el montaje experimental planteado por este investigador el edómetro recibe dos líneas de aire comprimido y una de agua a presión (Fig. 4.14). Una línea de aire es suministrado para la aplicación neumática de la presión vertical, que actúa en la cámara estanca que forma la parte superior del pistón de carga y la cavidad donde se aloja el eje de medida de desplazamientos (sellada mediante una membrana de butilo). La otra línea de aire, junto con la línea de agua, sirven para aplicar la succión matricial a la muestra. La muestra está separada de la línea de presión de agua a través de un disco poroso de alto valor de entrada de aire (AVEA). A su vez, la línea de presión de agua se encuentra conectada a un medidor de cambio de volumen, donde se puede recoger la lectura del volumen de agua captado o expulsado por la muestra durante el proceso de equilibrio de succión y la aplicación de carga. En este montaje experimental, la presión de agua fue generada a través de un sistema de pulmones hidro-neumáticos.

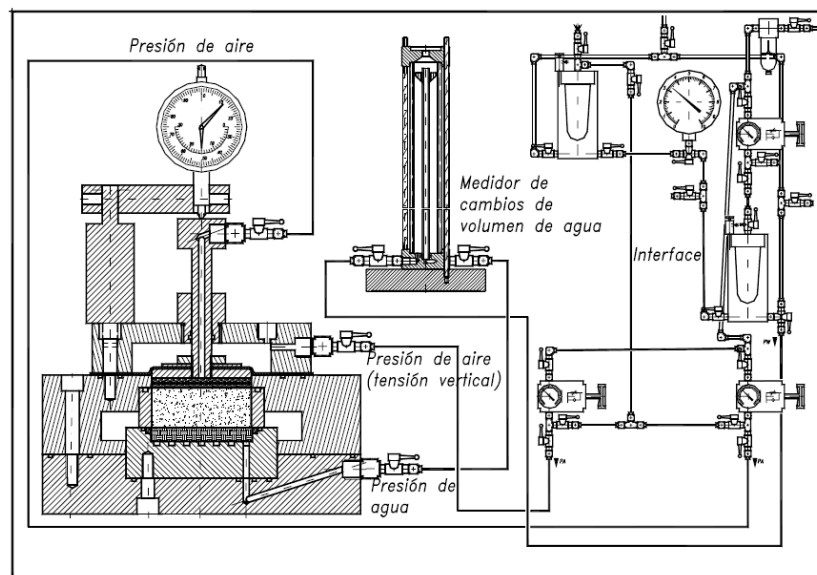


Figura 4.14. Edómetro y montaje experimental desarrollado por Lloret (1982).

Este tipo de edómetro y variantes similares han sido usados por otros autores, como Balmaceda (1991), en su Tesis Doctoral, donde realiza un estudio del comportamiento deformacional de suelos compactados parcialmente saturados, Yuk Gehling (1994) y Vilar (1995) estudian, mediante el control de la succión, las propiedades de

deformabilidad de un suelo expansivo, y Romero (1999) realiza una serie de modificaciones a esta célula para permitir el control de la temperatura y la medida de presiones laterales durante la realización de ensayos edométricos con control de succión a una arcilla de Londres.

La técnica de transferencia de vapor también ha sido implementada con éxito en numerosos montajes experimentales para la realización de ensayos edométricos con control de succión. Hay dos variantes en la forma de usar esta técnica:

- a) Edómetros encapsulados con control de succión mediante transferencia de vapor.
- b) Edómetros con control de succión mediante transferencia de vapor y circulación forzada.

El primer grupo de edómetros tiene un funcionamiento similar a un desecador de vacío, donde se introduce las muestras dentro de un espacio hermético y se impone una determinada humedad relativa, según la succión que se quiera establecer. Un desarrollo relativamente reciente de este tipo de edómetro, poco usado actualmente por la comunidad científica, es el propuesto por Cuisinier y Masrouri (2004), representado esquemáticamente en la Figura 4.15.

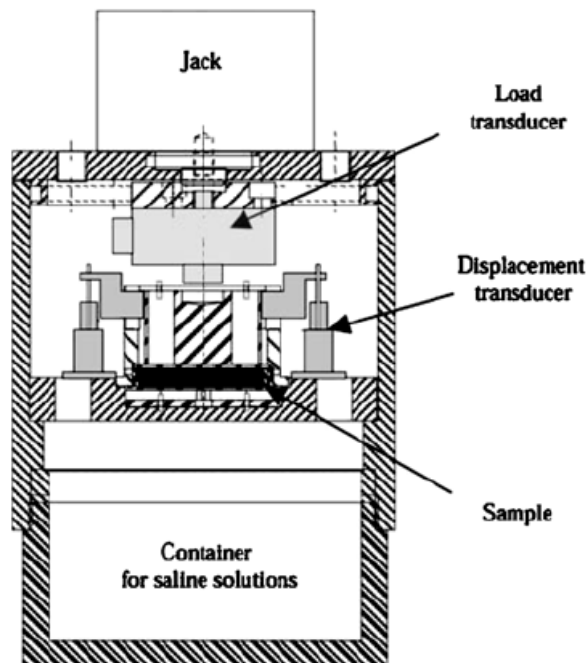


Figura 4.15. Edómetro con control de succión por transferencia de vapor. Cuisinier y Masrouri, 2004.

En este equipo, la muestra queda en el interior de un espacio hermético, instrumentalizada con una célula de carga y un transductor de desplazamiento. La parte inferior de la muestra se encuentra en contacto con un disco poroso. El edómetro tiene un doble fondo, interconectado con la cámara donde se aloja la muestra ~~y donde~~ se deposita la solución salina con la concentración necesaria para imponer una determinada succión a la muestra. La homogeneización de la humedad relativa del aire interior se realiza por convección natural, lo que implica que el tiempo que tarda la muestra de suelo en alcanzar el equilibrio de humedad con la succión impuesta es muy elevado, llegando a ser en muchos casos de meses (Cuisiner y Masrouri, 2004; Blatz et al., 2008).

Con el objeto de disminuir los tiempos de equilibrio se incorporó en el interior del edómetro de un pequeño ventilador que favoreciera la circulación del aire interior, pero el calor generado por los propios elementos mecánicos del ventilador era suficientemente elevado como para alterar la humedad relativa de la cámara, por lo que la idea fue desechada.

El segundo grupo de tipos de edómetros se corresponde con aquellos en los que se hace circular por la muestra aire con una determinada humedad relativa, dependiendo de la succión que se quiera aplicar. La circulación forzada del aire se realiza gracias a una bomba externa (peristáltica o de membrana habitualmente) que permite el trasiego de gases. Uno de los primeros montajes experimentales con esta técnica fue llevado a cabo por Esteban (1990). En este montaje experimental, se colocaba una solución salina saturada en un matraz, se sellaba y se establecía el equilibrio líquido-vapor en el interior del mismo, creándose una atmósfera a una determinada humedad relativa (Fig. 4.16). Esta humedad era controlada por un termohigrómetro instalado a la salida del matraz. La corriente de aire se hacía circular a través de la muestra impulsada por una bomba, que en este caso ya era exterior al propio edómetro donde se aloja la muestra.

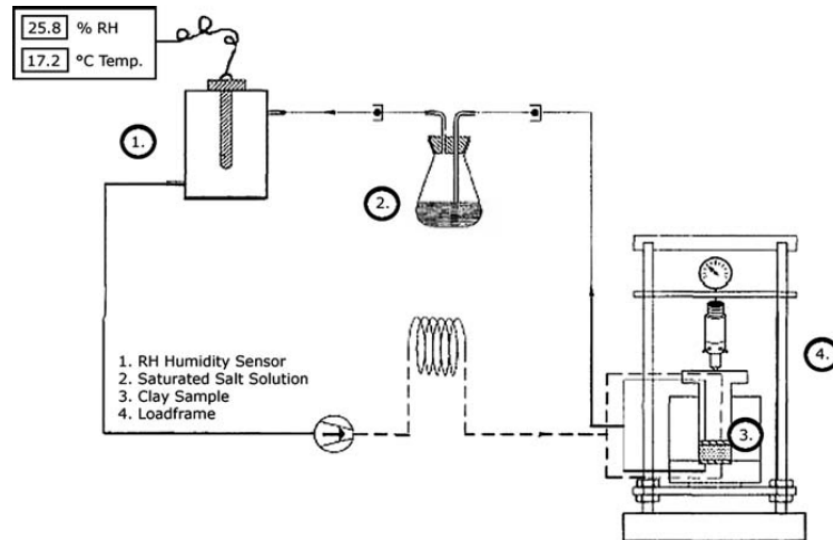


Figura 4.16. Montaje experimental de edómetro con control de succión por transferencia de vapor con circulación forzada (Esteban,1990).

Un montaje similar al de la Figura 3.16 éste es el que implementan Lloret et al. (2003) para analizar el comportamiento de una bentonita compactada procedente del Cortijo de Archidona, en el Cabo de Gata, Almería. En este caso la bentonita es sometida a diversas trayectorias de carga y succión para caracterizar su deformabilidad. Lloret y colaboradores durante los ensayos de presión hinchamiento (Fig. 4.17), utilizan la técnica de transferencia de vapor con circulación forzada tanto con soluciones salinas (succiones bajas y medias), como con soluciones ácidas (escalones de alta succión).

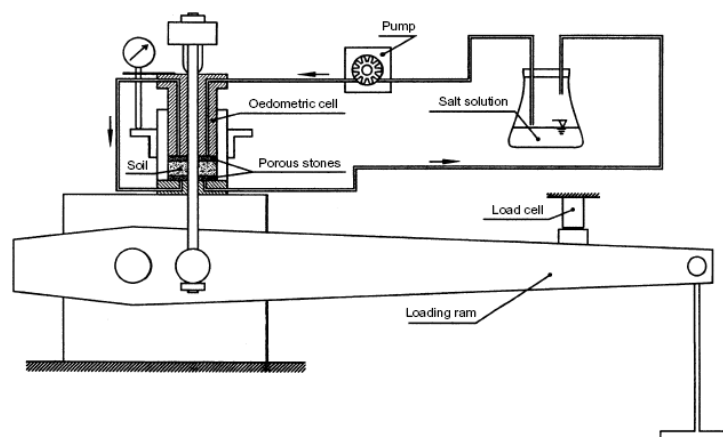


Figura 4.17. Ensayo de presión de hinchamiento con control de succión por transferencia de vapor con circulación forzada (Lloret et al., 2003).

Nuevos avances en los edómetros con control de succión mediante transferencia de vapor han sido utilizados en las recientes investigaciones. Uno de los equipos más contrastado experimentalmente es el edómetro con control de succión desarrollado en la Universidad Politécnica de Cataluña (Di Marino, 2000; Hoffman et al. 2005), cuyo esquema y montaje se representa en la Figura 4.18 y su descripción se desarrolla en apartados posteriores, ya que es uno de los equipos experimentales utilizados en esta investigación.

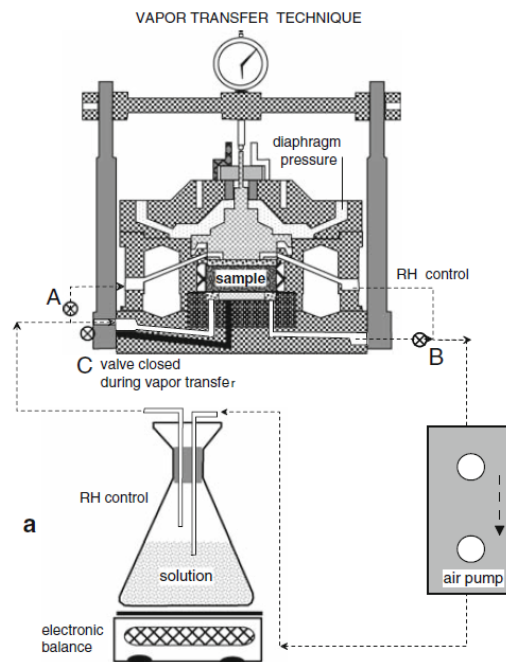


Figura 4.18. Edómetro UPC y montaje experimental con técnica de transferencia de vapor (Hoffman et al. 2005).

4.2.2- Edómetros utilizados en los ensayos.

4.2.2.1- Edómetro convencional.

Los edómetros convencionales fueron empleados para realizar los ensayos habituales de compresibilidad e hinchamiento que se efectúan en un laboratorio de Mecánica del suelo: ensayo edométrico con determinación de curva de consolidación (UNE 103405:1994), ensayo de hinchamiento libre (UNE 103601:1996), ensayo de presión de hinchamiento (UNE 103602:1996) y ensayo de inundación bajo carga (Delgado,1986).

Los edómetros, que pertenecen al tipo desarrollado por Terzaghi y Casagrande, han sido utilizados para ensayos de consolidación unidimensional (Fig. 4.19). La muestra de suelo queda confinada dentro de un anillo rígido limitado por encima y por debajo por dos piedras porosas que permiten el drenaje libre de agua hacia una cámara exterior. La presión se aplica sobre la piedra porosa superior por medio de un pistón y un marco de carga, accionado mediante un sistema de palanca. Las presiones se aplican por medio de pesas que se colocan en el plato que cuelga del brazo de palanca. Este tipo de edómetro se conoce también como edómetro de tensión controlada donde una vez aplicadas las presiones se registran las deformaciones resultantes hasta que se estabilicen. En este tipo de edómetro no se pueden realizar trayectorias con control de succión, ya que la única succión que en el aparato se puede controlar es el estado de succión nula o saturación.

El proceso de montaje y ensayo asociado al edómetro convencional viene perfectamente recogido en la normativa vigente, según el tipo de ensayo que se quiera realizar. Como no es objetivo de esta Tesis el centrarse en este tipo de ensayos, sino en otros más específicos y no convencionales, este equipo no se va a describir en profundidad.



Figura 4.19. Edómetro convencional usado en la investigación.

Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

Sin embargo, sí se ha realizado la calibración de los edómetros convencionales, bajo distintos estados de carga y en las mismas condiciones de inundación análogas a las condiciones en las que se van a realizar los ensayos programados en esta Tesis. Para ello se ha sustituido la muestra de suelo por un cilindro muy rígido y de las mismas dimensiones. Se ha procedido a inundar el edómetro y se han aplicado, mediante la colocación de pesas en el colgadero, los mismos escalones de presiones verticales que se usan en un ensayo edométrico convencional, anotándose las deformaciones verticales producidas (Fig. 4.20). Estas deformaciones son debidas únicamente al aparato ya que el elemento rígido colocado haciendo la función de la muestra se puede considerar indeformable.

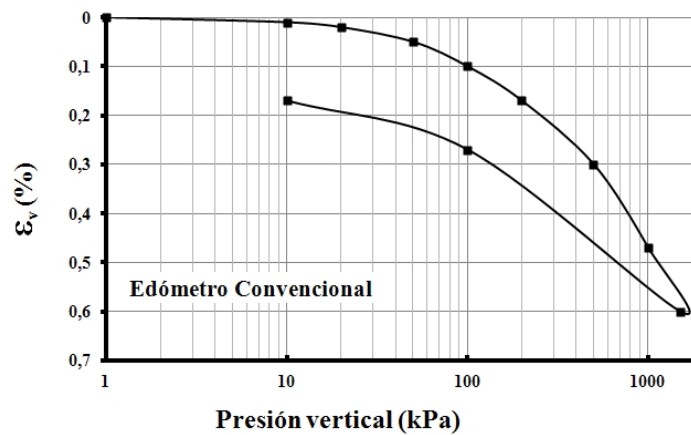


Figura 4.20. Calibración del edómetro convencional.

El estudio de la deformación asociada al propio edómetro, como elemento estructural, tras los diversos escalones de carga ha sido estudiada por diversos autores (Brinch Hansen, 1966; Fredlund, 1969; Escario, 1969). Una revisión más completa es realizada por Delgado (1986), que concluye que en los estudios edométricos, como norma general, puede pasarse por alto el efecto de la compresibilidad del equipo edométrico sin incurrir en errores de valor apreciable, salvo para el caso de suelos muy duros y escalones de carga bajos o medios.

4.2.2.2- Edómetro UPC con control de succión.

El edómetro con control de succión usado en este trabajo experimental fue diseñado y construido en el laboratorio de Geotecnia de la Universidad Politécnica de Cataluña.

Este aparato, basado en el diseño de los edómetros con control de succión utilizados por Balmaceda (1991), Yuk Gehling (1994) y Romero (1999), permite ejecutar ensayos edométricos sobre muestras de suelo no saturadas controlando la succión matricial o total durante el tiempo de realización del ensayo. Para controlar la succión matricial, se usa la técnica de traslación de ejes, y para controlar la succión total, se utiliza la técnica de transferencia de vapor.

El edómetro se compone de cuatro partes principales: la base de apoyo, el anillo edométrico que contiene a la muestra (se ha usado el anillo de Ø50 mm en todos los ensayos), el cuerpo intermedio y el cuerpo superior, que es donde se aplica la presión vertical (Fig. 4.21). En las uniones entre las distintas partes del aparato se utilizan juntas tóricas para asegurar un cierre estanco.

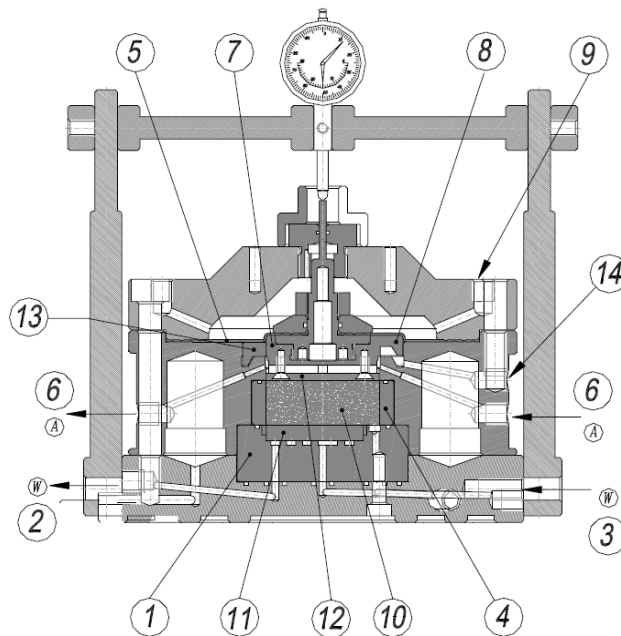


Figura 4.21. Corte esquemático del edómetro UPC con control de succión.

El cuerpo inferior aloja el pedestal (1) sobre el que se apoya la muestra (10). La configuración de este pedestal va a depender de la técnica con la cual se va a aplicar la succión a la muestra. En los ensayos realizados con este edómetro, la succión se ha aplicado mediante transferencia de vapor, para lo cual se ha utilizado un pedestal con discos metálicos concéntricos que permiten la circulación de flujo gaseoso a través de ellos y otro pedestal en el cual se ha sustituido la piedra porosa AVEA (11) (empleada para la aplicación de succión mediante traslación de ejes) por una placa rígida perforada que también permite el paso de flujo gaseoso a través de ella (Fig. 4.22).



Figura 4.22. Pedestales del edómetro UPC usados en esta investigación.

Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

Sobre estos pedestales se aloja la muestra de suelo (10), confinada en un anillo de acero inoxidable de 50 mm de diámetro interior (4), 65 mm de diámetro exterior y 20 mm de altura, que queda introducido en el cuerpo central. Este anillo de acero se apoya sobre sendas juntas tóricas para asegurar la estanqueidad del conjunto. El cuerpo superior se une al cuerpo central con 4 tornillos M10x30 y al cuerpo inferior con otros 4 tornillos M10x80 (Fig. 3.23). Entre el cuerpo superior y el cuerpo intermedio existe una membrana de butilo impermeable (5), de 1 mm de espesor, que acaba formando una cámara estanca en la cual se introduce el aire seco a presión necesario para aplicar la presión vertical correcta con el pistón de carga que está acoplado a la propia membrana. La entrada de aire para establecer la presión vertical se realiza a través de las válvulas superiores (9) que tiene el edómetro.



Figura 4.23. Vista desmontada del edómetro UPC. Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.



Figura 3.24. Edómetro UPC ensamblado.
Laboratorio de Mecánica del Suelo.

La calibración del equipo (Fig. 4.24), o la parte de deformación que es debida únicamente a la propia estructura del edómetro cuando entra en carga, se ha realizado siguiendo el mismo procedimiento que el utilizado para el edómetro convencional. Se ha sustituido la muestra por una pieza de las mismas dimensiones y muy rígida, sometiéndola a los mismos escalones de carga y descarga que los empleados en los ensayos convencionales. Como todas las pruebas se han realizado con control de succión mediante transferencia de vapor forzada, la calibración se ha ejecutado con circulación forzada de aire a través del edómetro, para simular las mismas condiciones reales del ensayo. Se muestran en la Figura 4.25, los resultados obtenidos del proceso de calibración del edómetro UPC.

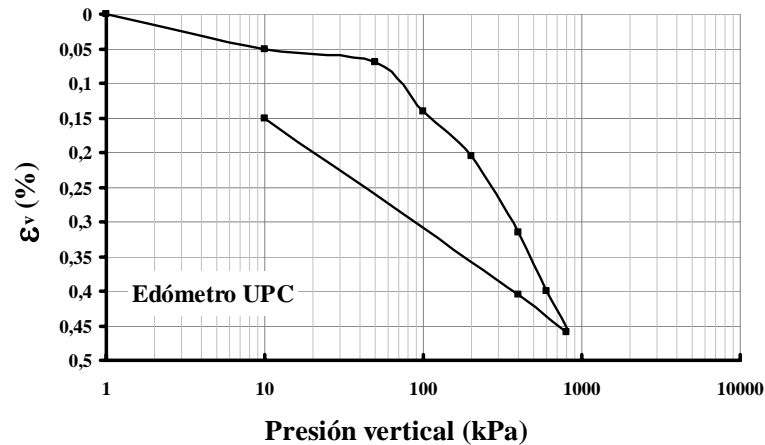


Figura 4.25. Calibración del edómetro UPC con control de succión.

Al igual que en el caso del edómetro convencional, el nivel de deformaciones debidas a la propia célula se puede despreciar de cara a la realización de ensayos edométricos en ella, salvo en el caso de suelos muy duros de elevada compacidad, cuando son sometidos a diversos escalones de carga.

4.2.2.3- Célula Rowe para suelos parcialmente saturados.

La célula Rowe-Barden fue desarrollada en la Universidad de Manchester para el estudio de la consolidación en suelos. En el mercado existen modelos de distintos diámetros pero todos ellos de idénticas características. Todas estas células poseen un pedestal que permite la circulación de agua a través de una bauxita ó placa metálica porosa sobre la que descansa la muestra. La carga vertical se aplica inyectando agua a presión en una cámara que se encuentra sellada mediante una membrana de butilo que sirve para transmitir la presión deseada al pistón de carga acoplada a ella (Fig. 4.26).

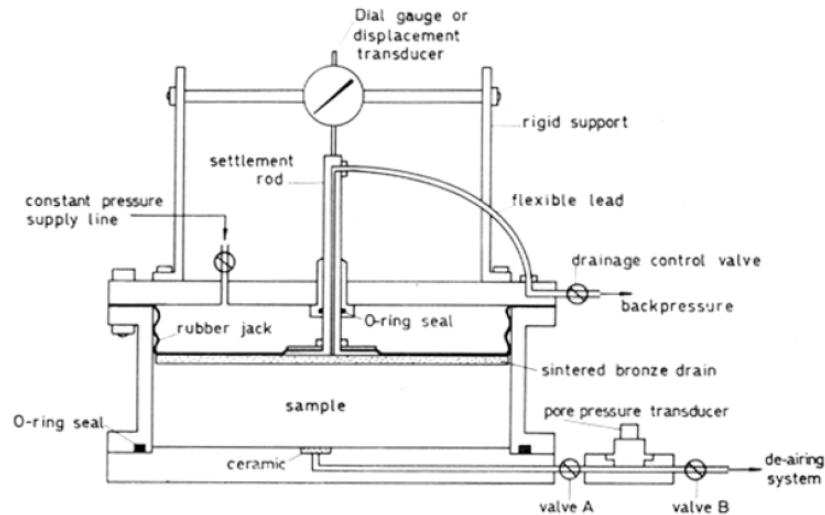


Figura 4.26. Esquema de célula Rowe. (Barden y Rowe (1966), en Cimentada (2009))

La aplicación de la carga sobre la muestra se puede realizar en condiciones de tensión uniforme (aplicación de carga flexible) o de asiento uniforme (aplicación de carga rígida). Para el caso de tensión uniforme o carga flexible, la membrana de butilo se pone en contacto directo con la muestra, permitiendo que ésta se adapte perfectamente al contorno del material durante la aplicación de la presión vertical. Para la aplicación de carga rígida o asiento uniforme, se coloca una placa porosa rígida entre la citada membrana y la superficie de la muestra, resultando así un asiento uniforme en toda ella cuando se le aplica la presión vertical.

La particularidad de esta célula consiste en la posibilidad de medir las presiones intersticiales durante el proceso de consolidación, gracias a que en la parte central de la zona de carga hay una perforación que conecta el exterior con la muestra, permitiéndose la conexión de un transductor de presión y registrar cómo evoluciona la presión de agua en los poros durante todo el proceso de carga.

Como la muestra está conectada con el exterior por sendos conductos, tanto en su parte superior como en su parte inferior, se puede aplicar un gradiente de presiones constante o flujo de agua a través de la muestra que. Si medimos el volumen de agua desalojado en un determinado tiempo, se puede medir la permeabilidad de la muestra ensayada en este tipo de células.

En esta Tesis Doctoral se ha utilizado una célula de la marca GDS (Fig. 4.28) para muestras de diámetro 50 mm 20 mm de altura (relación $D/H = 2.5$) adaptada a la ejecución de ensayos con control de succión. Este equipo tiene en su pedestal inferior un disco poroso de alto valor de entrada de aire (AVEA) que permite el uso de la

técnica de traslación de ejes para la realización de ensayos edométricos con control de succión (Fig. 4.27).

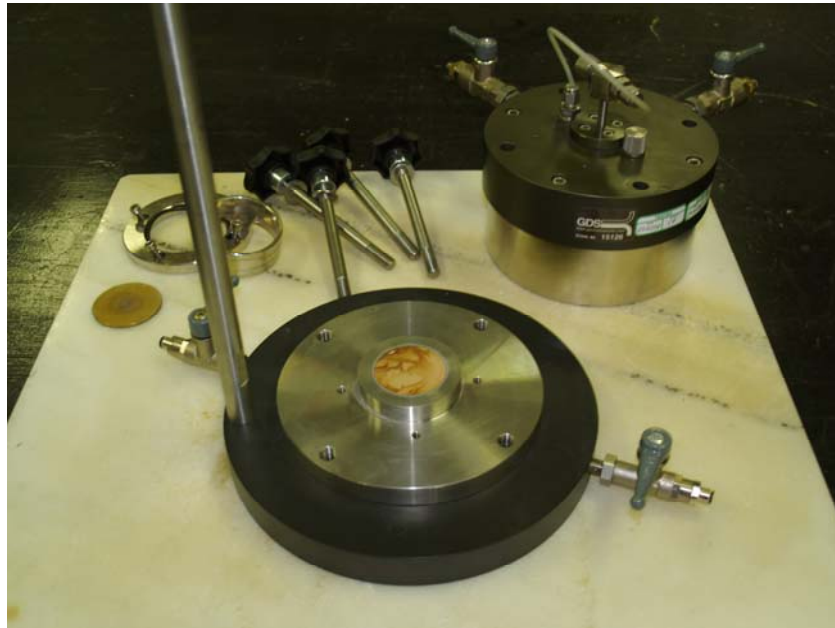


Figura 4.27. Célula Rowe. Pedestal para ensayos de suelos parcialmente saturados.
Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.



Figura 4.28. Célula Rowe usada en la investigación.
Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

Se ha realizado una prueba de carga en vacío de la célula, sustituyendo la muestra original por un elemento de elevada rigidez e idénticas dimensiones, con la idea de averiguar que parte de la deformación tras un determinado escalón de carga está

asociada a la deformabilidad de la propia célula Rowe como elemento estructural (Fig. 4.29). Al igual que en los dos tipos de edómetros anteriores, se puede considerar que la deformación asociada a la propia célula es pequeña comparada con el rango de deformaciones que vamos a tener en las muestras, por lo que no se va a tener en cuenta en el análisis realizado.

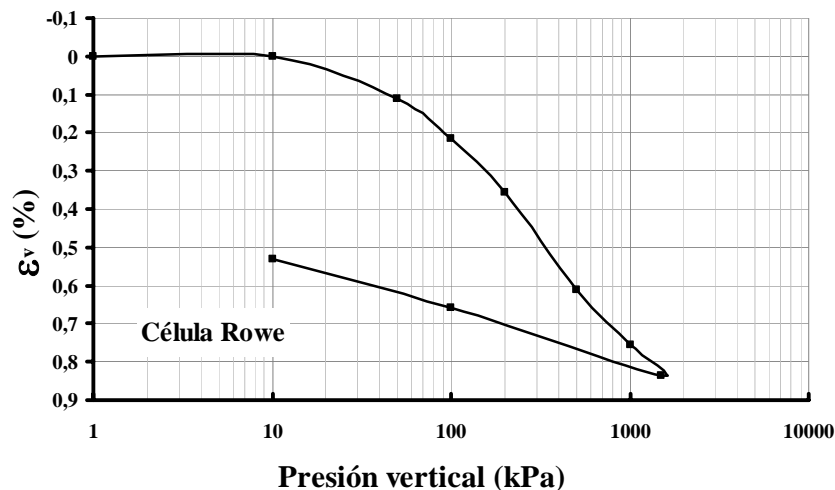


Figura 4.29. Calibración de célula Rowe para suelos parcialmente saturados.

4.2.2.4- Rigidez de los equipos.

Representando conjuntamente las curvas de calibración obtenidas para los tres tipos de edómetros utilizados en esta Tesis (Fig. 4.30), se observa como los aparatos más rígidos son el desarrollado en la UPC y el edómetro convencional (muy similares en rigidez). La célula Rowe posee una mayor deformabilidad, motivada principalmente por la propia configuración de la célula y la escasa rigidez de la membrana de aplicación de carga (más flexible que la existente en el edómetro de la UPC

A pesar de ello, se puede indicar que ~~todas~~ las deformaciones obtenidas en los tres tipos de edómetros, tras simular el proceso de carga sustituyendo la muestra por un elemento muy rígido, son muy pequeñas comparadas con las deformaciones obtenidas en suelos de compacidad media-alta, por lo que no se han tenido en cuenta en el desarrollo de la investigación y en los resultados posteriores.

La deformabilidad de estos equipos tendría cierto interés e influencia, y se debería considerar en el caso de suelos muy duros de elevada compacidad.

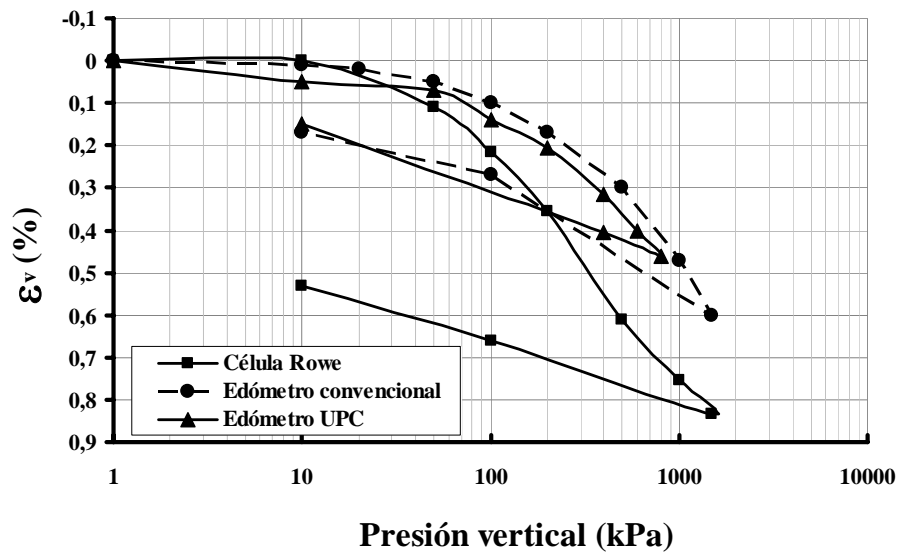


Figura 4.30. Comparativa entre rigideces de los edómetros.

4.3- Montaje experimental.

4.3.1- Medida de permeabilidad en célula Rowe.

Aprovechando la configuración particular de la célula Rowe, que permite controlar el drenaje de la muestra tanto por su parte inferior (pedestal) como por su parte superior (a través del pistón de carga), se han realizado ensayos de permeabilidad en la Marga Azul del Guadalquivir, imponiendo un gradiente de presiones constante entre ambas caras de la muestra hasta conseguir un flujo de agua constante.

El montaje experimental necesario para este ensayo requiere el uso de un sistema que permita aplicar y mantener constante una presión de agua. Este sistema se ha implementado a través de un mantenedor de presión modelo STDDPC de la marca GDS (Fig. 4.31), con un rango de presiones que llega hasta los 3MPa y una resolución de 1 kPa. Este equipo tiene una capacidad de 200 cc y permite, debido al motor paso a paso incorporado, la medida precisa del cambio de volumen con una resolución de 0.001 cc. El control de presión lo realiza a través de un circuito en lazo cerrado, de tal forma que compara en todo momento la presión a la salida del equipo con la presión de consigna

introducida por el usuario, y si ambas no coinciden con un rango de precisión de $\pm 1\text{kPa}$, hace actuar el motor paso a paso que controla el pistón de carga para regularla. El mantenedor tiene una inercia muy pequeña en el proceso de alcanzar la presión de consigna, siendo un equipo fundamental para la aplicación de presiones verticales en ensayos edométricos en célula Rowe.



Figura 4.31. Mantenedor de presión STDDPC marca GDS. Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

El montaje experimental realizado para el ensayo de permeabilidad en célula Rowe se muestra en la Figura 4.32.



Figura 4.32. Montaje experimental para la medida de permeabilidad en célula Rowe. A) mantenedor de presión y medida de cambio de volumen. B) Célula Rowe. C) Entrada al pedestal inferior. D) Conexión a la parte superior de muestra. Canal de drenaje. E) Tope mecánico. F) Bureta .

Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETS de Arquitectura.

La muestra es colocada en el interior de la célula Rowe (B), donde se ha sustituido el pedestal para suelos parcialmente saturados con placa AVEA por una placa porosa de bronce, mucho más permeable. Este pedestal inferior conecta con el exterior de la célula a través de la válvula (C). Por esta conexión se introduce agua a presión proveniente del mantenedor (A). La parte superior de la muestra se conecta con el exterior por la válvula (D), que se corresponde con el canal de drenaje de la célula Rowe.

Todo el proceso del ensayo debe realizarse a volumen constante, por lo que hay que fijar el pistón vertical que está en contacto con la cara superior de la muestra. Este bloqueo se realiza mediante el vástago metálico (E), que hace la función de tope y va a evitar que el pistón ascienda al aplicar la presión de agua para generar el gradiente necesario.

El primer paso consiste en saturar la muestra de marga, para lo cual se impone una presión de consigna en el mantenedor (A) de 200 kPa. En el canal de drenaje superior, previa saturación manual del mismo, se instala un transductor de presiones. El proceso de saturación habrá terminado cuando en dicho transductor de presión se recoja una lectura muy próxima a la presión de consigna que está introduciendo el mantenedor (A) ($P_{transductor} \geq 0.95 \cdot P_{consigna}$). Tal y como se ha realizado el montaje, el flujo de saturación

es ascendente en la muestra, y ha tardado, para las muestras de Margas Azules, una media de cuatro días en producirse la saturación total. Si se aprecia que el proceso de saturación va a ser muy lento se puede aumentar la presión aplicada en pequeños escalones de 50 kPa, exactamente igual que en el caso de un ensayo triaxial convencional. En esta Tesis se ha preferido esperar el tiempo necesario para la saturación antes que aumentar el gradiente de presión en la muestra.

Una vez saturada la muestra, se ha abierto la válvula de drenaje superior, manteniéndose en todo momento el gradiente de presión, y se ha conectado la válvula (D) con la bureta (F). Cuando el flujo de agua que circula por la muestra se ha considerado estable, se ha cerrado la salida de la bureta (F) y se ha medido el tiempo necesario para cubicar un volumen de 10 ml.

Con estos valores y usando la conocida ley de Darcy, se han determinado los valores de permeabilidad, que junto con los valores extraídos de ensayos en célula triaxial con presión de cola, dan un valor medio de $4.75 \cdot 10^{-11}$ (m/s).

4.3.2- Ensayos edométricos en edómetro UPC con transferencia de vapor.

En este equipo se han realizado ensayos edométricos a la Marga Azul del Guadalquivir manteniendo la succión constante y la presión vertical variable, la presión vertical constante y la succión variable, además de ciclos de humectación y secado bajo presión vertical constante.

El montaje experimental ha sido el mismo en todos los ensayos que se han realizado en el edómetro UPC. Este esquema se corresponde con el indicado por Hoffman et al. 2005 (Fig. 4.18).

La presión vertical ha sido aplicada de forma neumática mediante un sistema de compresor y depósito de acumulación. Para evitar el uso de aire húmedo y sucio, la corriente de aire comprimido ha circulado por filtros que han retenido las impurezas y la humedad. Este control del aire usado es fundamental sobre todo, cuando se utiliza la técnica de traslación de ejes para la aplicación de succión.

Todos los ensayos edométricos se han ejecutado en el interior de una cámara con temperatura y humedad controlada, ya que estos parámetros influyen de manera especial en la solubilidad de las sales, y por tanto, en la succión impuesta por las disoluciones de las mismas.

La muestra inalterada de Marga Azul, una vez extraída del tubo de PVC, se ha tallado en el anillo edométrico y se ha introducido en el equipo, cerrándolo de forma hermética mediante el atornillado del cuerpo medio y superior al pedestal inferior. Posteriormente, se ha colocado el puente metálico que realiza la función de soporte al reloj comparador que mide los desplazamientos verticales del eje solidario al pistón de carga vertical.

En la Figura 4.33, se conectan dos tubos de poliamida de color rojo a las válvulas situadas en un lateral de la célula, una que conecta con el pedestal y la parte inferior de la muestra, y otra que conecta con el pistón de carga y la parte superior de la muestra.

En el lateral opuesto de la célula se conectan dos tubos de poliamida azul a las válvulas situadas diametralmente opuestas a éstas. Por los tubos rojos se realiza la impulsión del aire a través de la muestra, que va a ser recogido posteriormente a través de los tubos azules.

Ambos circuitos (impulsión y expulsión) nacen y mueren en un depósito hermético (un matraz Erlenmeyer) en el que se encuentra una disolución salina en concentración suficiente como para imponer la succión deseada a la muestra. La succión generada por esta disolución es controlada antes y después del ensayo mediante su medida en el psicrómetro de punto de rocío, comprobándose que la variación que sufre durante el ensayo es mínima.

El montaje experimental de este equipo se muestra en la figura 4.33, donde la circulación del aire se realiza de forma forzada, movido por el circuito a través de una bomba de membrana KNF, que va a crear una corriente que circula de un lado a otro de la muestra, imponiéndole la succión deseada.



Figura 4.33. Montaje experimental del edómetro UPC.
Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETS de Arquitectura

CAPITULO 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1- Obtención de muestras.

5.1.1- Ubicación geográfica de las muestras.

5.1.2- Extracción y conservación.

5.1.3- Selección de muestras para la fase experimental.

5.2- Programa experimental.

5.2.1- Edómetro: Ciclos de humectación y secado.

5.2.2- Edómetro: Succión constante, presión vertical variable.

5.1- Obtención de muestras.

5.1.1- Ubicación geográfica de las muestras.

Tanto para la realización de ensayos como para la toma de datos se han usado muestras inalteradas extraídas del Valle del Guadalquivir y ensayadas en el Laboratorio de Mecánica del Suelo de la ETSAS, como datos y resultados extraídos de las referencias y bibliografía existentes sobre la Marga Azul del Guadalquivir.

En la figura siguiente se indica, sobre un mapa de la región de Andalucía, la posición de los puntos en los cuales se han extraído muestras y se han realizado ensayos en la campaña experimental de esta Tesis, ó se han usado los datos ya existentes en la bibliografía consultada.



Figura 5.1. Ubicación de las muestras usadas en la investigación.

Como se puede comprobar en la Figura 5.1, todos los puntos de tomas de datos siguen el cauce del río Guadalquivir a lo largo de su valle. Se ha procurado obtener datos de zonas distribuidas por toda la superficie en la que se encuentra la Marga Azul del Guadalquivir.

Las ubicaciones marcadas en amarillo se corresponden con muestras inalteradas ensayadas en el Laboratorio de Mecánica del Suelo de la ETSAS durante el desarrollo de la fase experimental de esta Tesis Doctoral. Las muestras marcadas en rojo son las

usadas por Tsige (1999) en sus investigaciones, de las que se han usado los datos extraídos. La muestra marcada en verde y en morado, corresponden a los estudios realizados por Galera (2009) en la mina de Cobre las Cruces y Alonso y Gens (2006a) tras el fallo de la presa de residuos mineros de Aznalcóllar.

5.1.2- Extracción y conservación.

Los ensayos realizados en esta Tesis han sido llevados a cabo con muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir.

Estas muestras se han extraído mediante sondeo mecánico a rotación. Este tipo de sondeo es la técnica fundamental en todo reconocimiento geotécnico. Consiste en una perforación de pequeño diámetro, en este caso se ha usado una corona de corte de 65 mm de diámetro, que permite reconocer la naturaleza y la localización de los diferentes estratos del subsuelo mediante la extracción continua del testigo de suelo, a la vez que permite alternar dicha extracción con la ejecución de ensayos in-situ, a diversas profundidades, así como la extracción de muestras inalteradas siempre y cuando las propiedades del terreno lo permita.

Las perforaciones se realizan con una sonda de avance hidráulico montada sobre camión o con motricidad autónoma, dependiendo de las características y accesibilidad del emplazamiento. Conforme se va perforando, el testigo se aloja en un tubo hueco, en cuyo extremo inferior se encuentra la herramienta de corte, que habitualmente es una corona de Widia. Para el caso concreto de perforación en terrenos de elevada dureza (roca), se sustituye esta corona por otra de Diamante, que permite el tallado en un material de elevada dureza. Todo el varillaje usado en la perforación es hueco para permitir la circulación de agua en su interior. Esta agua es fundamental para la refrigeración y de la herramienta de corte durante el proceso de perforación.

En el caso de terrenos inestables, es necesario perforar al abrigo de un sostenimiento, que habitualmente es una camisa metálica de mayor diámetro que la corona de perforación y que va avanzando en profundidad junto con ésta. En terrenos con poco contenido en gravas se puede usar una perforación con lodos bentoníticos para sostener las paredes de la excavación.

Durante la realización del sondeo, y a distintas cotas de profundidad, se pueden extraer muestras inalteradas (que es la tipología de muestra más representativa y de

mayor calidad) para la realización de ensayos geotécnicos y poder clasificar y definir las propiedades resistentes y deformacionales de los diversos estratos.

Estas muestras inalteradas se pueden obtener a percusión, a presión o a rotación. En el primer caso, se trata de un modo de extracción similar al ensayo Standard Penetration Test (SPT), con la diferencia de que el tomamuestras es de pared gruesa y de mayor sección que el usado en el ensayo SPT (Fig. 5.2). Además está diseñado para que la muestra se aloje en un tubo de plástico interior al tomamuestra que, una vez acabada la operación, es sellado en sus extremos para evitar la pérdida de humedad y permitir que la muestra permanezca inalterada el mayor tiempo posible. La introducción del tomamuestras a presión suele generar menos perturbación en la muestra que su introducción a golpeo.

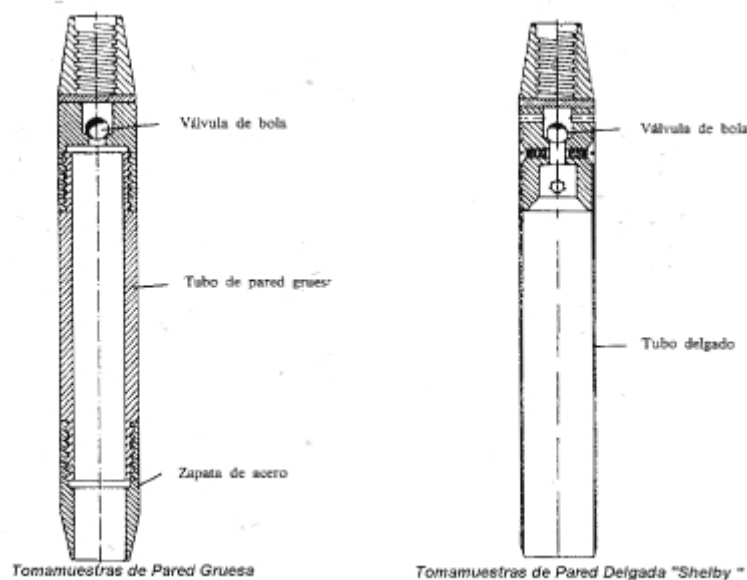


Figura 5.2. Tomamuestras para la extracción de muestras inalteradas.

Las muestras utilizadas en los ensayos han sido obtenidas mediante sondeo a rotación, tomamuestra de pared gruesa e hincado mediante presión, para reducir lo máximo posible su alteración y obtener muestras de la mejor calidad posible.

A pesar de todas los cuidados que se lleguen a tener durante su extracción, siempre hay cierto grado de alterabilidad en las muestras debido a la reducción de la presión capilar y la alteración de la estructura de la muestra. Esto puede provocar los siguientes efectos:

5.1.3- Selección de muestras para la fase experimental.

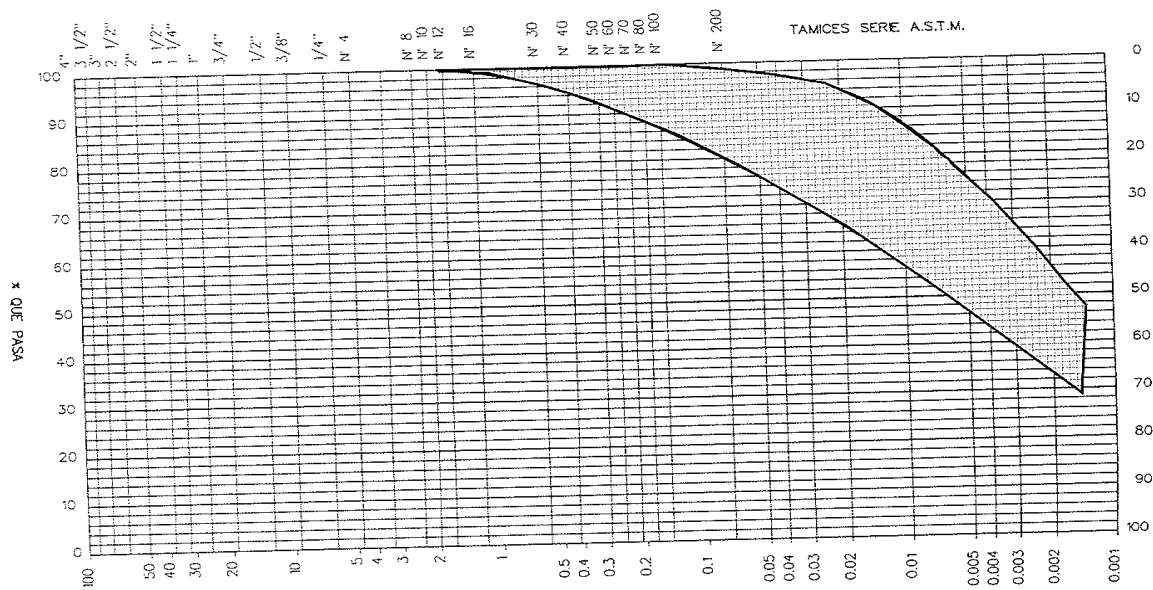
No todas las muestras inalteradas que han llegado al Laboratorio de Mecánica del Suelo de la ETS de Arquitectura de Sevilla han sido utilizadas en la investigación planteada en esta Tesis Doctoral. Todas las muestras han pasado un control antes de ser ensayadas, para lo cual se han realizado varias pruebas para clasificarlas y seleccionarlas.

Todas las muestras se han abierto levemente y se les han realizado una inspección inicial de carácter visual. En esta primera inspección se descartará toda muestra que no presente un aspecto y morfología inicial parecida a la que presenta una Marga Azul del Guadalquivir.

Las muestras que hayan pasado este filtro inicial deben cumplir con ~~pasar~~ los siguientes requisitos para ser aceptadas dentro del marco de la investigación planteada. Estos requisitos establecen unas características mínimas de granulometría, plasticidad, químicas y de deformabilidad que deben tener inicialmente las muestras.

a) Requisito N° 1: Granulometría.

Se ha realizado un ensayo granulométrico por tamizado prestando especial atención en el porcentaje de paso por el tamiz 0.080 mm (ASTM 200). Aquellas muestras cuyo porcentaje de paso por este tamiz se encuentre dentro del huso granulométrico indicado por Tsige (1999), cumplirán con el primer requisito (Fig. 5.4) y serán candidatas para continuar en la investigación.



margas, ya que una característica básica de este tipo de suelo es su elevado contenido en carbonatos. Aquellas muestras cuyos contenidos de CaCO_3 se encuentren dentro del intervalo [máximo, mínimo] indicado en la Tabla 5.2, cumplirán con este tercer requisito.

Tabla 5.2. Valores de (%) CaCO_3 para selección de muestras inalteradas

Valor	(%) CaCO_3
Máximo	>30
Mínimo	19
Medio	24

d) Requisito N° 4: Hinchamiento libre.

Según la UNE 103601:1996, se ha procedido a determinar el hinchamiento libre durante 24 horas de todas las muestras de Marga Azul candidatas a ser utilizadas en la investigación. Para cumplir este cuarto requisito, se debe obtener un valor de porcentaje de hinchamiento libre que se encuentre dentro del intervalo [máximo, mínimo] reflejado en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3. Valores de (%) Hinchamiento libre para selección de muestras inalteradas

Valor	$HL(\%)$
Máximo	15.00
Mínimo	2.00
Medio	8.50

e) Requisito N° 5: Presión de hinchamiento.

Como quinto requisito, se ha calculado la presión de hinchamiento en edómetro convencional (UNE 103602:1996) de todas las muestras inalteradas recibidas en el Laboratorio de Mecánica del Suelo de la ETS de Arquitectura de Sevilla. Aquellas muestras cuya presión de hinchamiento se encuentre dentro del intervalo [máximo, mínimo] estipulado en la Tabla 5.4, cumplirán con el quinto requisito.

Tabla 5.4. Valores de Presión de Hinchamiento
para selección de muestras inalteradas

Valor	<i>Pr. Hinch.</i> (kPa)
Máximo	900
Mínimo	200
Medio	550

Una vez se han realizado a cada muestra los ensayos necesarios para corroborar estos requisitos, se ha tomado como criterio de aceptación el siguiente:

Para que una muestra sea aceptada tiene que cumplir, indispensablemente, los requisitos 1, 2 y 3 (granulometría, plasticidad y contenido de carbonatos), además de al menos uno de los requisitos 4 y 5 (expansividad y deformabilidad).

5.3- Programa experimental.

Uno de los objetivos de la presente Tesis, comentados en el Capítulo 0 de este documento, es el estudio del comportamiento volumétrico de la Marga Azul del Guadalquivir.

Para cumplir con este objetivo se ha desarrollado un programa experimental centrado en la realización de ensayos edométricos, de diversas características, que nos indiquen de la forma más precisa posible las propiedades deformacionales de este material.

Todos los ensayos realizados han puesto en juego tres variables fundamentales, la presión vertical a la que se realiza el ensayo, las deformaciones en condiciones edométricas, y la succión a la que se han realizado cada uno de los ensayos. Básicamente, los ensayos realizados se engloban en tres grupos: El primer grupo estaría compuesto por ensayos edométricos en los cuales se ha sometido a la muestra a ciclos de humectación y secado bajo carga vertical constante (principalmente para destacar la alta vulnerabilidad que tiene este material a los cambios de humedad), el segundo tipo consiste en realizar ensayos edométricos a succión constante y haciendo variar la presión vertical, y el tercer tipo estaría compuesto por ensayos edométricos a presión

vertical constante donde se ha variado la succión (tanto en trayectoria de secado como de humectación) pero sin realizar dichos cambios en forma de ciclos.

5.3.1- Edómetro: Ciclos de humectación y secado.

Para realizar los ciclos de humectación y secado a las muestras de Marga Azul se han utilizado células edométricas con control de succión desarrolladas en la Universidad Politécnica de Cataluña (Hoffmann et al., 2005).

Estas células permiten imponer la succión mediante técnicas de traslación de ejes, ósmosis o transferencia de vapor, eligiéndose esta última para el desarrollo de estos ensayos. En esta investigación, los ciclos de humectación y secado se han aplicado mediante técnica de transferencia de vapor con soluciones salinas de NaCl, según lo indicado en el apartado 4.1.3 del Capítulo 4 del presente documento.

Para recircular el vapor por todo el circuito hermético se ha utilizado una bomba de membrana que permite el trasiego tanto de líquidos como de gases (Villar, 2000; Tang and Cui, 2005) .

Todos los ensayos se han ejecutado en una cámara a una temperatura de $20 \pm 0.5^{\circ}\text{C}$ y una humedad controlada de $70 \pm 5\%$ HR (Fig. 5.5).



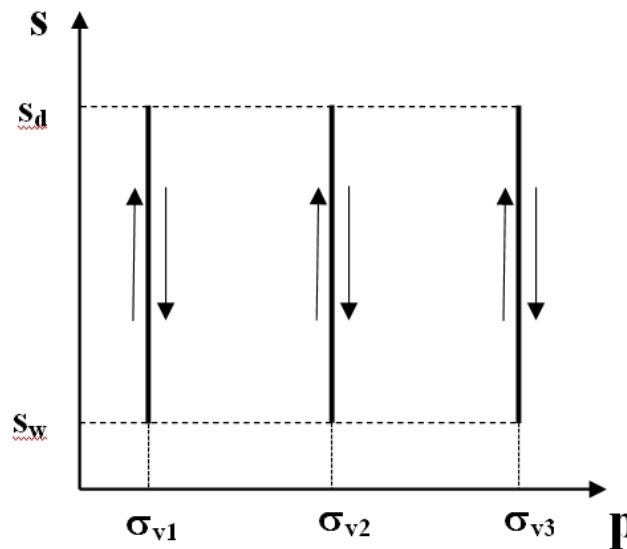
Figura 5.5. Cámara edométrica con control de temperatura y humedad.
Laboratorio de Mecánica del Suelo. ETSAS.

Se recoge en la Tabla 5.5, el programa experimental propuesto, en función de las presiones verticales aplicadas y los niveles de succión impuesta tanto en la trayectoria de humectación como en la trayectoria de secado.

Table 5.5. Programa experimental. Ciclos de humectación y secado

Ensayo	σ_v (kPa)	Control de succión en edómetro UPC	
		Humectación (kPa)	Secado (kPa)
CIC- 1	100	10	33100
CIC-2	400	10	33100
CIC-3	800	10	33100

Se representa en la Figura 5.6 las trayectorias de humectación y secado del programa reflejado en la Tabla 5.5. Las trayectorias aplicadas se han representado en el plano p - s , por considerarlo el más característico en este tipo de ensayos. Se denota como s_d a la succión en la trayectoria de secado y s_w a la succión correspondiente a la trayectoria de humectación.

Figura 5.6. Trayectorias de humectación y secado en el plano p - s

Se ha seguido el mismo protocolo de actuación para cada uno de los tres ensayos realizados que consiste en establecer primero el equilibrio en la muestra a su succión inicial. Segundo, someter a la muestra a una presión vertical hasta que se estabilicen las deformaciones. Por último y manteniendo siempre la presión vertical constante, aplicar

los ciclos de succión empezando por la trayectoria de humectación, para posteriormente seguir con la trayectoria de secado. En la Figura 5.7 se recoge la evolución temporal de cada una de las trayectorias realizadas, teniendo en cuenta el tiempo de equilibrio necesario para que se alcance el equilibrio con la succión impuesta.

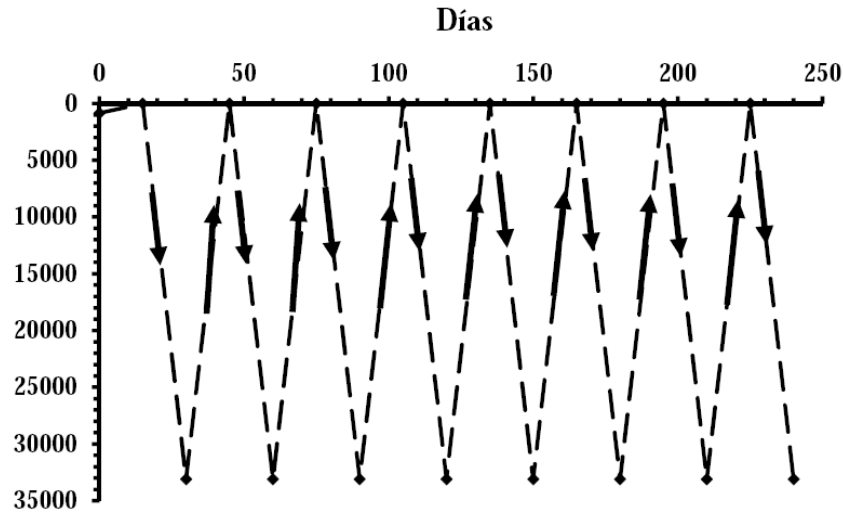


Figura 5.7. Trayectorias de succión seguidas en los ciclos.

Es necesario indicar que la fase experimental asociada a esta Tesis Doctoral ha sido desarrollada durante un periodo experimental ininterrumpido superior a dos años en el edómetro de succión controlada fabricado en la Universidad Politécnica de Catalunya (UPC), debido a la elevada impermeabilidad de la Marga Azul y los elevados tiempos de estabilización que han sido necesario emplear para garantizar el equilibrio en los procesos de aplicación de la succión.

5.4.2- Edómetro: Succión constante, presión vertical variable.

En el edómetro de la UPC se han realizado ensayos con control de succión en los cuales se ha variado la presión vertical manteniendo constante la succión durante todo el ensayo. Los escalones de presión dados, exactamente igual que en el caso de un edómetro convencional, han recorrido un rango de valores comprendido entre los 10 kPa y los 1000 kPa, tanto en trayectoria de carga como en descarga. En la Figura 5.8 se representa, en el plano $p-s$, el conjunto de las trayectorias seguidas durante estos ensayos.

La succión se ha aplicado mediante técnica de transferencia de vapor con soluciones salinas de NaCl, haciendo circular el aire con una determinada humedad relativa a través de la Marga Azul de forma forzada con la aplicación de una bomba de membrana.

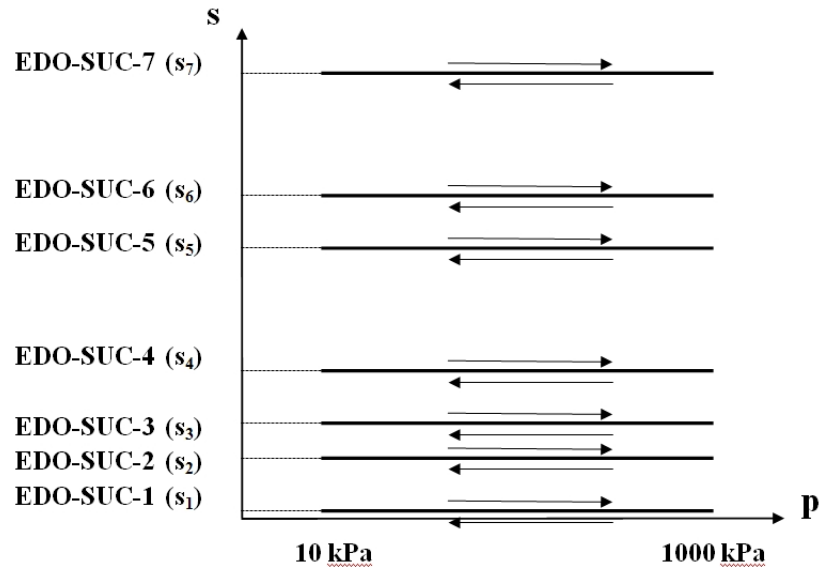


Figura 5.8. Trayectorias de ensayos edométricos a succión constante.

En la Tabla 5.6 se recoge el programa experimental aplicado en esta fase de la Tesis Doctoral. La muestra ensayada tiene una succión inicial de 850 kPa medida en el psicrómetro de punto de rocío, por lo que el ensayo EDO-SUC-4 coincide con un ensayo edométrico a succión inicial. Los ensayos EDO-SUC-1, 2 y 3 se corresponden con succiones inferiores a la inicial de la muestra y los ensayos EDO-SUC-5, 6 y 7 se corresponden con ensayos edométricos en los cuales se han aplicado succiones superiores a la inicial. El ensayo de la muestra saturada se ha realizado en un edómetro convencional, mientras que para el resto de ensayos edométricos se ha utilizado la misma célula edométrica con control de succión de la UPC.

Table 5.6. Programa experimental. Ensayos edométricos.

Succión constante.

Ensayo	Succión (kPa)	Edómetro	Técnica	Presiones Verticales Carga/Descarga (kPa)
EDO-SUC- 1	0	Conv.	Saturación	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 2	100	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 3	450	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 4	850	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 5	10000	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 6	33100	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 7	94200	UPC	Tr. Vapor CaCl ₂	10-50-100-200-400-800-1000 400-10

CAPITULO 6

RESULTADOS EXPERIMENTALES.

6.1- Resultados experimentales de los ciclos de humectación y secado.

6.1.1- Ensayos CIC-1, CIC-2 y CIC-3

6.1.2- Macro y microestructura tras los ciclos de humectación y secado.

6.1.3- Slickensides. Bedding planes. Propagación de grietas por cambios de humedad.

6.2- Resultados experimentales de los ensayos edométricos con control de succión.

6.2.1- Ensayos a succión constante-presión variable (EDO-SUC).

6.3- Resultados del Shrink-Swell Test.

6.4- Modelo para la estimación de deformaciones verticales en la Marga Azul del Guadalquivir.

6.4.1- Experiencia y modelo previo.

6.4.2- Modelo propuesto.

6.1- Resultados experimentales de los ciclos de humectación y secado.

6.1.1- Ensayos CIC-1, CIC-2 y CIC-3

El programa experimental desarrollado para el estudio de los ciclos de humectación y secado en la Marga Azul del Guadalquivir ha sido indicado en el apartado 5.2.1 de la presente Tesis Doctoral. Se trae de nuevo a este apartado la Tabla 5.5 donde se recoge el programa experimental que se va a seguir, y una representación del mismo en el plano $p - s$ (Fig. 5.6), en el que se denota como s_d a la succión en la trayectoria de secado y s_w a la succión correspondiente a la trayectoria de humectación.

Tabla 5.5. Programa experimental. Ciclos de humectación y secado

Ensayo	σ_v (kPa)	Control de succión en edómetro UPC	
		Humectación (kPa)	Secado (kPa)
CIC- 1	100	10	33100
CIC-2	400	10	33100
CIC-3	800	10	33100

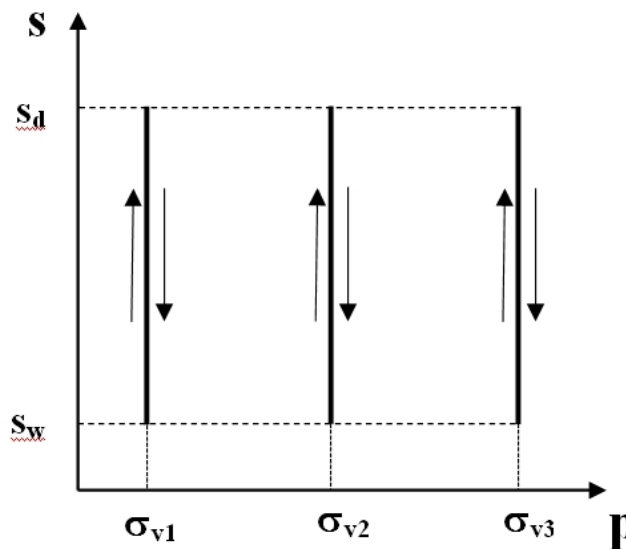


Figura 5.6. Trayectorias de humectación y secado en los ensayos.

Las probetas ensayadas en los edómetros UPC durante el desarrollo de esta fase experimental se han extraído de la misma muestra inalterada conservada en tubo de

PVC en cámara húmeda. Esta muestra ha sido tomada a una profundidad de 21 metros, con unas propiedades medias dentro de los valores indicados en el Capítulo 3 de esta Tesis.

Los ciclos de humectación y secado son impuestos en un edómetro que permite el control de la succión aplicada a las muestras. A su vez, cada una de las tres presiones verticales usadas en los ensayos han sido impuestas a través de un circuito cerrado de aire comprimido.

La succión se ha aplicado mediante técnica de transferencia de vapor y soluciones salinas de NaCl, comenzando siempre por la trayectoria de humectación y respetando los tiempos necesarios para el establecimiento del equilibrio de succión en las muestras (ver Capítulo 4).

Los rangos de succión usados en este programa experimental van desde los 10 kPa hasta los 33100 kPa, El control de las concentraciones de las soluciones salinas ha sido muy minucioso, sobre todo para la trayectoria de humectación (10 kPa), que ha exigido una pesada estricta de soluto, un control continuado de humedad relativa, peso de la disolución y medidas en el psicrómetro de punto de rocío, que al trabajar casi en la zona de su fondo de escala, ha sido necesaria su recalibración con solución patrón antes de cada medida.

Los resultados extraídos de los ensayos CIC-1, CIC-2 y CIC-3 se grafican en la Figura 6.1, para cada una de las tres presiones verticales aplicadas (100, 400 y 800 kPa). En esta gráfica se representa la evolución de la deformación vertical (en condiciones edométricas), en función del tiempo de ensayo, para los distintos ciclos de humectación y secado. Los ciclos comienzan cuando las probetas, con su succión inicial y tras la aplicación de la carga vertical correspondiente, tienen una deformación vertical estable, que se ha considerado como la deformación vertical inicial para el ensayo de ciclos de humectación y secado.

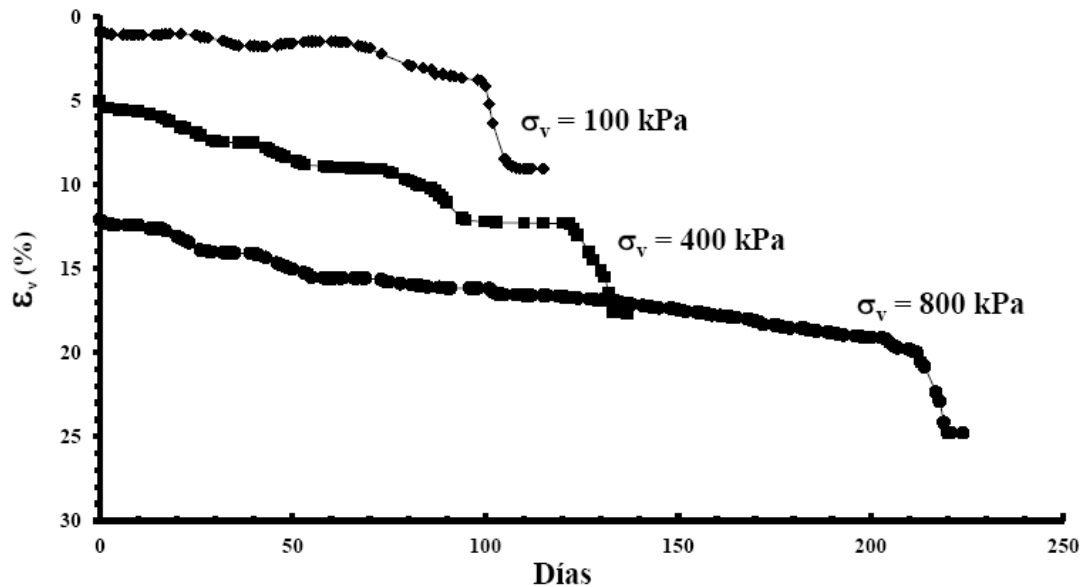


Figura 6.1. Registro diario de deformaciones verticales en edómetro UPC.

Conforme se han ido desarrollando los diversos ciclos, se observa que las probetas van acumulando deformaciones de contracción, que son mayores durante los primeros ciclos y van disminuyendo conforme aumenta el número de los mismos.

El tiempo que se ha prolongado cada uno de los tres ensayos ha sido tal que, tras un determinado número de ciclos, las probetas han desarrollado un aumento mayor y repentino de la deformación vertical medida, indicando esto el fallo de las mismas.

Estudios realizados en arcillas sometidas a ciclos de succión, como los elaborados por Dif and Bluemel (1991), Alonso et al. (2005), Nowamooz y Masrouri (2008) y Tripathy et al. (2009), comentados con más profundidad en el apartado 2.3 de este documento, indican que, al aumentar el número de ciclos, la deformación de las probetas, tras las sucesivas trayectorias de humectación y secado, tiende a un valor de equilibrio o fatiga donde las deformaciones entran en un régimen similar a un comportamiento meramente elástico, donde las deformaciones se recuperan al variar la succión en las probetas. Además, los incrementos de deformación en cada ciclo, antes de alcanzar este estado de equilibrio o fatiga, tienden a tener valores muy similares.

Un ejemplo claro de este comportamiento es el reflejado en la Figura 6.2, extraída del trabajo realizado por Alonso et al. (2005), donde se refleja con total claridad este estado de equilibrio o fatiga al que llegan las probetas tras el aumento de los ciclos de humectación y secado.

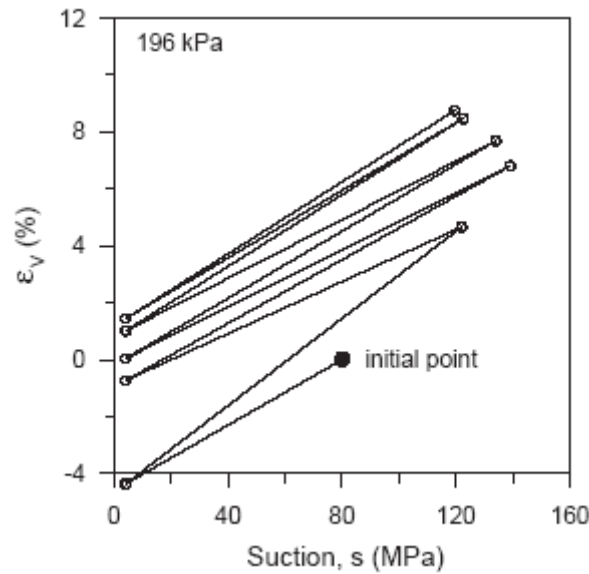


Figure 6.2. Deformación volumétrica ante ciclos de humectación y secado.

Alonso et al.,(2005)

La mayoría de estas investigaciones han sido realizadas con muestras de arcillas alteradas o previamente compactadas, existiendo muy pocas referencias que hayan trabajado sobre el comportamiento de muestras inalteradas ante ciclos de humectación y secado. Cabe destacar que, actualmente, no existe ninguna referencia sobre el comportamiento volumétrico ante ciclos de humectación y secado, bajo carga vertical constante, de muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir.

Para obtener una mejor visión del comportamiento de las probetas bajo ciclos de humedad, se grafican en las Figuras 6.3, 6.4 y 6.5, las deformaciones volumétricas (en condiciones edométricas) en función de la succión, y para las tres cargas verticales consideradas en la Tabla 5.5.

En estas figuras, las deformaciones medidas durante la aplicación de los ciclos de succión son todas de compresión (consideradas positivas en este trabajo), porque las presiones verticales aplicadas son superiores a la presión media de hinchamiento de la marga obtenida tras ensayos en edómetro convencional (78 kPa). Sin embargo, se observa que, para la presión vertical ligeramente superior a la de hinchamiento (100 kPa), algunas deformaciones al finalizar ciertas trayectorias de humectación son de expansión.

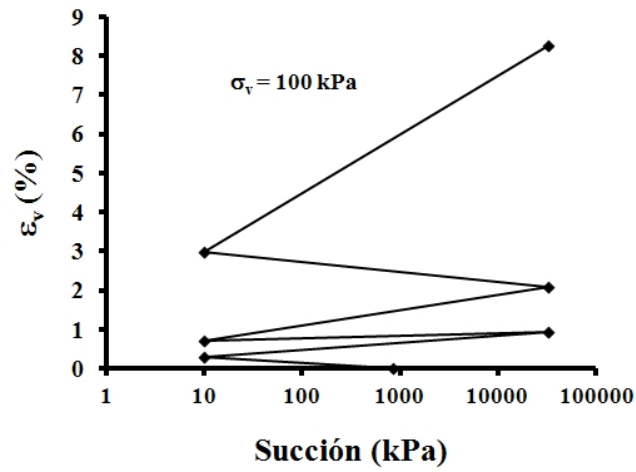


Figura 6.3. Deformación volumétrica en ciclos de succión controlada. $\sigma_v = 100$ kPa.

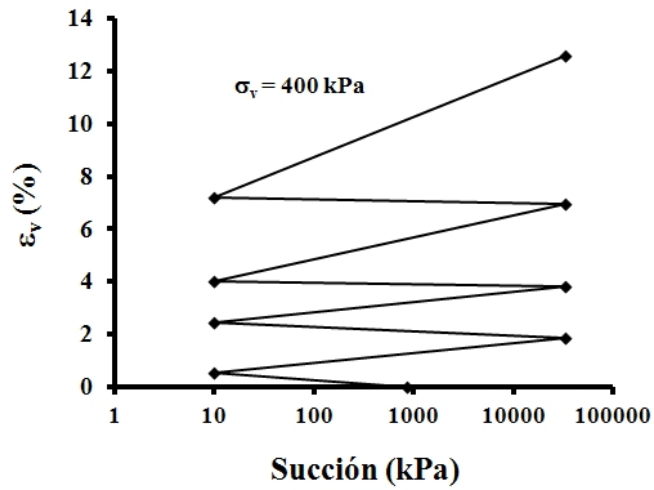


Figura 6.4. Deformación volumétrica en ciclos de succión controlada. $\sigma_v = 400$ kPa.

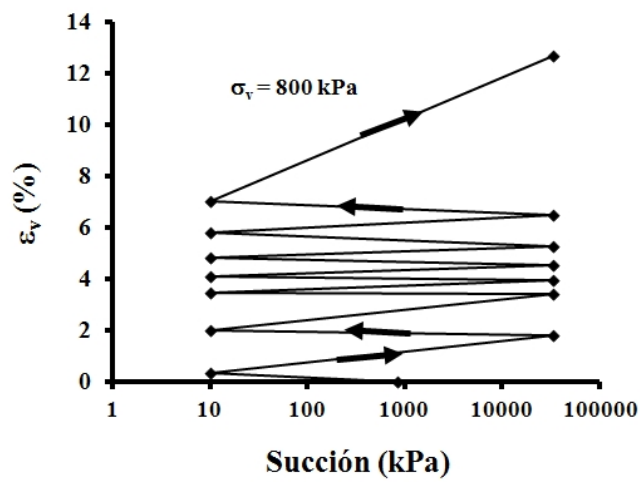


Figura 6.5. Deformación volumétrica en ciclos de succión controlada. $\sigma_v = 800$ kPa.

En las anteriores figuras se observa un incremento importante en las deformaciones volumétricas en la última trayectoria de secado, cuando se alcanza un determinado número de ciclos.

Este comportamiento ocurre tras aplicar 3 ciclos de humectación y secado, bajo una presión vertical de 100 kPa, a la muestra de Marga Azul ensayada, tras aplicar 4 ciclos de humectación y secado, para una presión vertical de 400 kPa, y tras 7 ciclos en el caso de aplicar una presión vertical de 800 kPa.

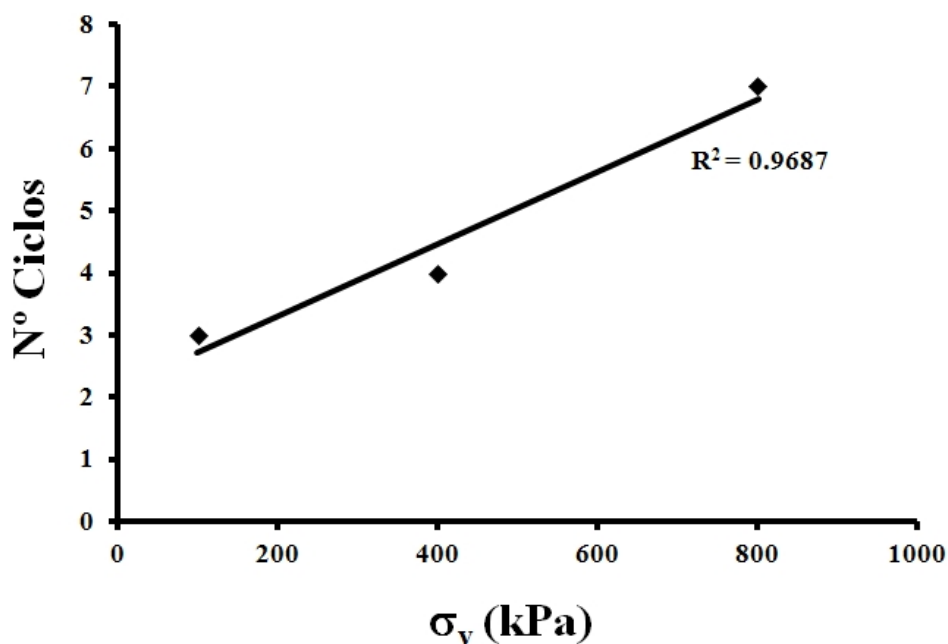


Figura 6.6. Número de ciclos vs. σ_v .

Si se representa en una misma gráfica (Fig. 6.6) el número de ciclos de humectación y secado máximo que ha sufrido la muestras antes de su fallo, frente a la carga vertical aplicada durante la realización del ensayo, se comprueba que existe una relación lineal entre ellos, con un grado de aproximación muy elevado ($R^2 = 0.9687$).

Esta recta es similar, en concepto, a la curva S-N que representa la relación entre los números de ciclos y la carga media aplicada a una probeta de acero durante un ensayo de fatiga. Tal y como se puede observar en la Figura 6.6, la recta de regresión por mínimos cuadrados representaría la frontera entre la zona de fallo y no fallo ante fatiga por ciclos de humectación y secado, para la Marga Azul del Guadalquivir.

Esto es debido a que, según lo reflejado en las Figuras 6.3, 6.4 y 6.5, las muestras inalteradas de Marga Azul del Guadalquivir ensayadas no presentan un valor de equilibrio en sus deformaciones volumétricas durante los ciclos de humectación y secado. De hecho, aumentan las deformaciones volumétricas de contracción, pero sin llegar a establecerse un valor constante tras un elevado número de ciclos, tal y como manifiestan otros autores en sus publicaciones (Dif and Bluemel, 1991; Alonso et al., 2005; Nowamooz and Masrouri, 2008; Tripathy et al., 2009).

Este caso, las Margas Azules experimentan un aumento brusco de las deformaciones volumétricas al verse sometidas a ciclos repetidos de humectación y secado, sin que las mismas lleguen a un estado de equilibrio.

En el siguiente apartado se razona sobre este comportamiento tan característico de este material, que influye en la fragilidad de la Marga Azul, y se confirma que, tras sendos ensayos de Porosimetría de Mercurio y Microscopía de Barrido Electrónico, los nódulos de carbonatos precipitados por el proceso de secado son puntos de inicio de fisuras internas en la estructura de la arcilla. Estas fisuras internas van creciendo por la acción de los ciclos de humectación y secado hasta producir el fallo (de forma frágil), de la probeta.

6.1.2- Macro y microestructura tras los ciclos de humectación y secado.

Tras la finalización de cada ensayo, se ha abierto la célula edométrica para visualizar las muestras ensayadas, algunas de ellas tras casi un año de ensayo continuado.

Al extraer las muestras se aprecia la aparición de fisuras que han generado el fallo de las probetas durante los ensayos de ciclos a carga vertical constante, siendo especialmente visible este efecto en el último test realizado, en el cual la muestra ha estado sometida a mayor presión vertical, 800 kPa.

En la siguiente figura se aprecia la imagen de dicha probeta y la morfología de las fisuras generadas (Figura 6.7).



Figura 6.7. Imagen de la probeta tras los ciclos de humectación y secado.
($\sigma_v = 800$ kPa).

Se aprecia claramente en la anterior figura la influencia de dos factores que afectan al fallo de la probeta. El primero, es debido a la precipitación del carbonato en forma de nódulos (Tsige, 1999) y el segundo a la formación de unas superficies lisas, pulidas, por donde han ido creciendo las fisuras internas hasta generar el fallo de la muestra. Estas superficies tienen un aspecto similar al característico de las “slickensides” observadas en la marga azul por otros autores (Alonso and Gens, 2006a).

Es la primera vez que se simula en laboratorio la aparición de superficies de rotura lisas y pulidas en probetas sin que sean debidas al efecto de esfuerzos de corte, sino debida al efecto de los cambios de humedad provocados por ciclos de humectación y

secado, al menos durante el trabajo de búsqueda bibliográfica y referencias que se ha realizado en esta Tesis Doctoral no se ha encontrado ningún dato al respecto.

Para investigar las causas y la morfología de estas superficies de fallo, se ha realizado un análisis mediante Microscopía de barrido electrónico (SEM) de la zona donde se ha observado planos de rotura con aspecto liso y pulido (Fig. 6.8).



Figura 6.8. Superficie de rotura con tratamiento de sputtering para SEM.

$$\sigma_v = 800 \text{ kPa.}$$

Las capturas de las imágenes a diferentes magnificaciones (x10, x30, x90, x1400, x3000) se ilustran en las Figuras 6.9, 6.10, 6.11, 6.12 y 6.13.

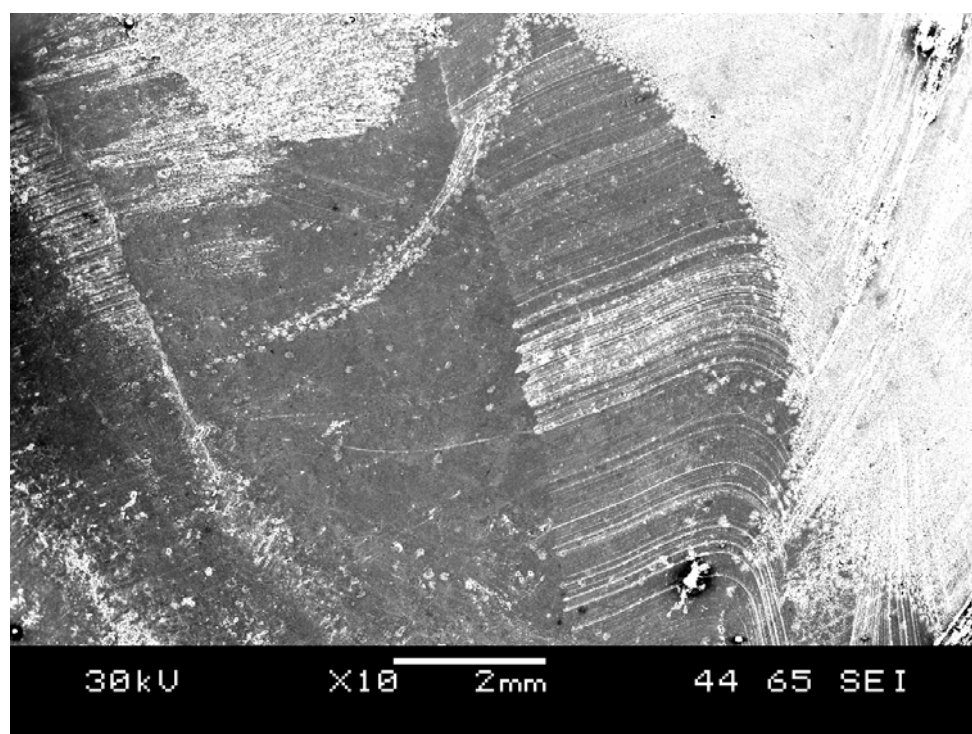


Figura 6.9. Imagen SEM, zona de rotura, x10. Presencia de bandeo y estrías.

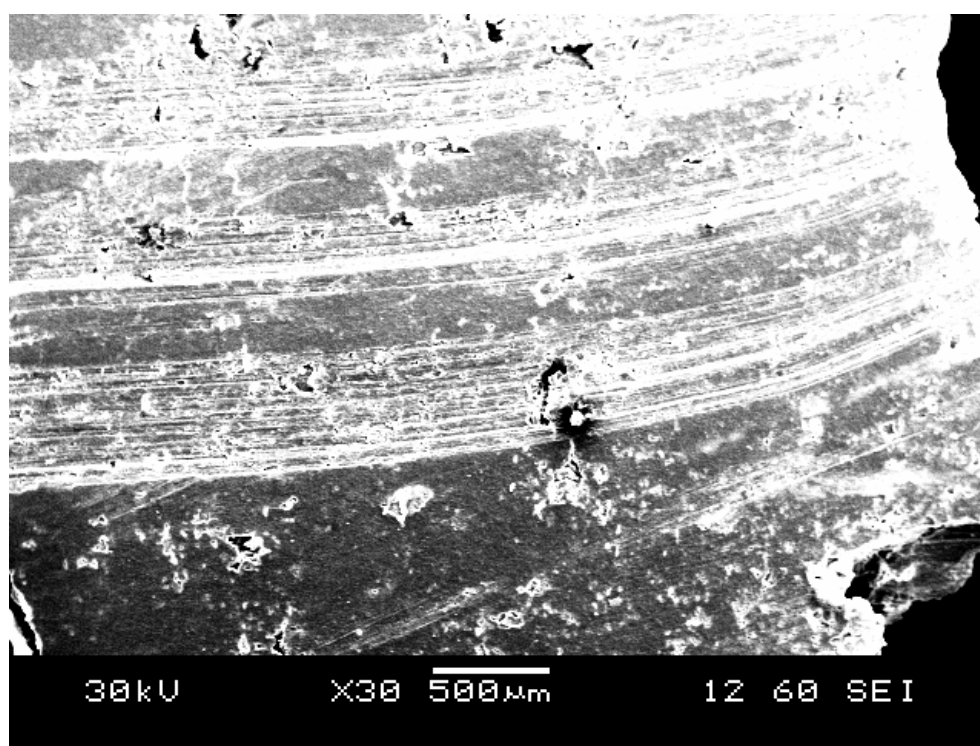


Figura 6.10. Imagen SEM, zona de rotura, x30. Ampliación de zona de bandeo y estrías.

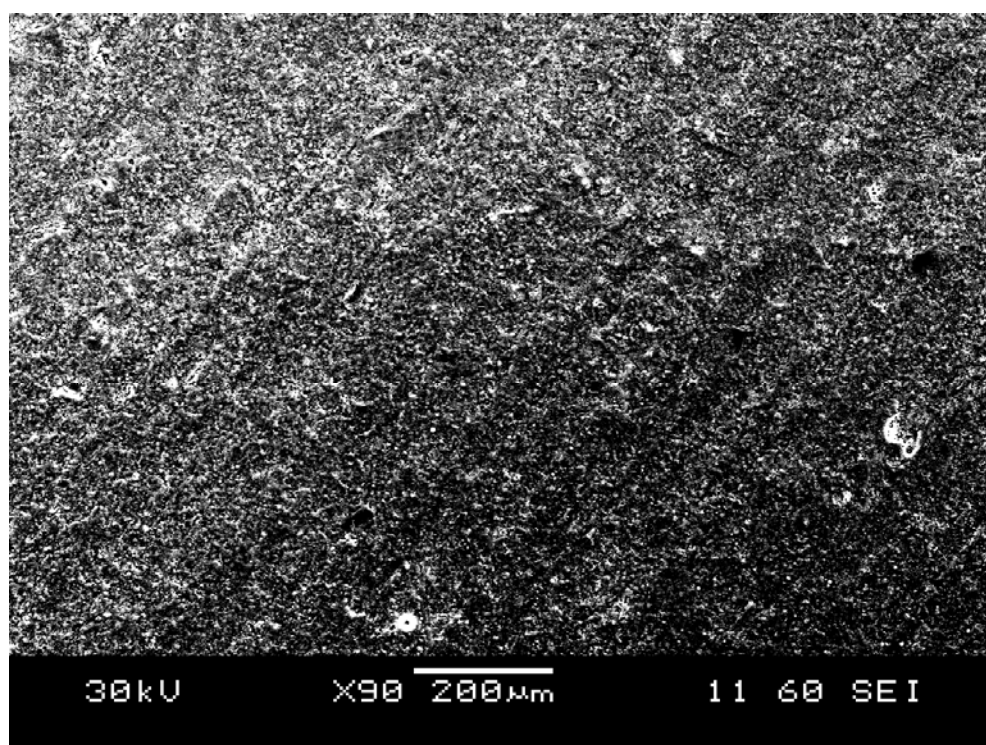


Figura 6.11. Imagen SEM, zona de rotura, x90. Distribución de macroagregados en bandas.

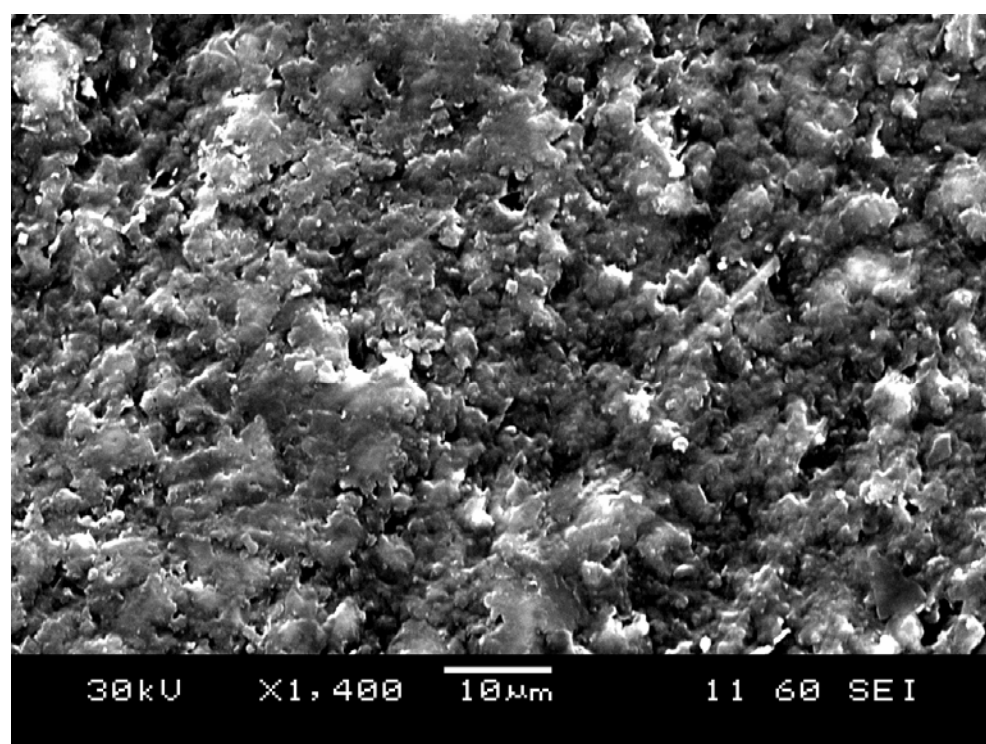


Figura 6.12. Imagen SEM, zona de rotura, x1400.

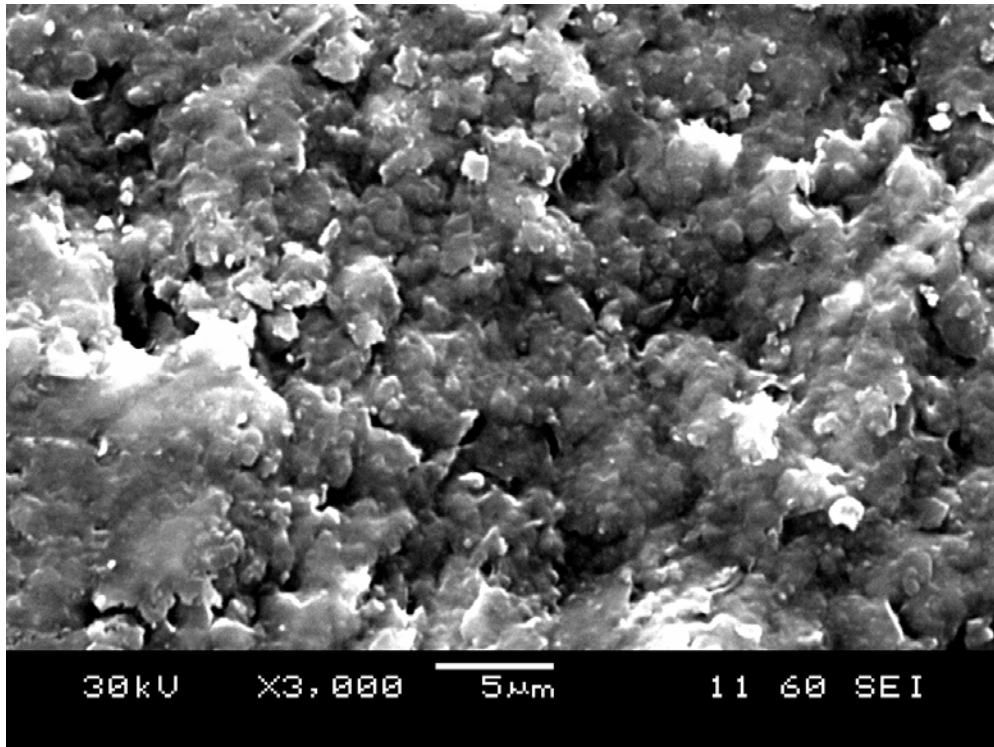


Figura 6.13. Imagen SEM, zona de rotura, x3000.

En las imágenes con menor magnificación (Figuras 6.9 y 6.10) se aprecia la generación de estrías que indican la progresión de la fisura en el interior de la probeta, de la misma manera que se observaría en los metales durante los procesos de fatiga bajo cargas cíclicas (Collins, 1993; Stephens et al., 2001). Conforme aumentamos la magnificación (Figs. 6.11, 6.12 y 6.13) se aprecia la nueva ordenación que toma la macroestructura de la Marga Azul tras los ensayos, orientada en forma de bandas, siguiendo las direcciones de las estrías creadas, que son en este caso perpendiculares a la dirección de avance de la fisura.

Comparando esta macroestructura con la inicial de la muestra (Figs. 3.17, 3.18, 3.19 y 3.20), se puede ver como la estructura floculada y sin orientación fija se transforma en otra más cerrada y ordenada en bandas.

En las Figuras 6.12 y 6.13 se hace patente el cambio en la microestructura en la marga, al desaparecer la estructura floculada y los agregados formados por las uniones de cristales de Esmectitas e Illitas (Figs. 3.19 y 3.20), dando lugar a una estructura mucho más cerrada, producto de la destrucción de los agregados y a la formación de planos lisos y pulidos debido a la fricción resultante durante el crecimiento de las fisuras.

A continuación, se ha realizado un análisis de Porosimetría de Intrusión de Mercurio (MIP) con el objeto de ver la distribución de los tamaños de poros después de aplicar

los distintos ciclos de humectación y secado (Fig. 6.14). En la Figura 6.12 se aprecia la desaparición casi completa de los poros de mayor tamaño quedando la muestra con un rango de tamaños de poros mayoritariamente en torno a las 0.05 μm , y en menor proporción con tamaños de poros de 0,005 μm , tal y como se recoge en la imagen obtenida tras el ensayo de porosimetría.

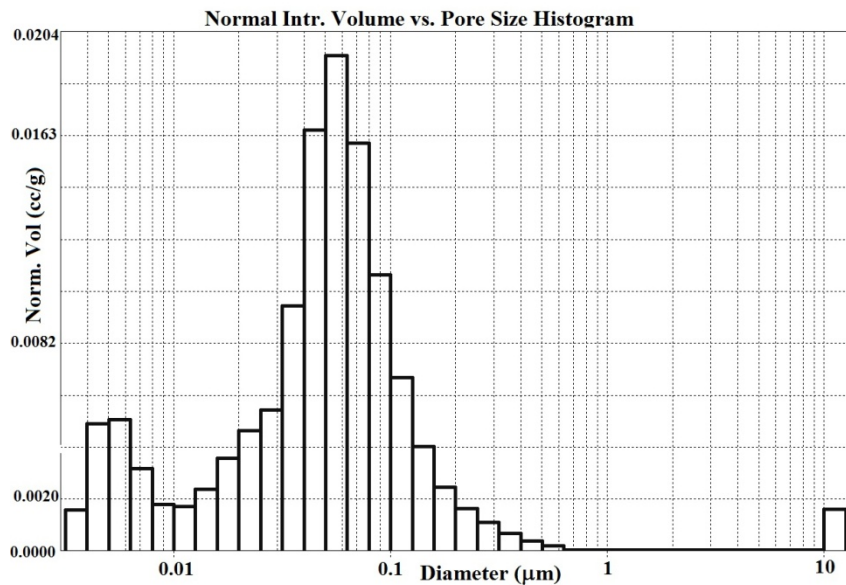


Figura 6.14. Distribución de tamaños de poros después de ensayos (MIP).

La porosimetría inicial de las muestras, antes de los ciclos de humectación y secado, se encontraba concentrada en dos tamaños de poros fundamentalmente, en poros con tamaño de 0.02 mm y poros mayores, del orden de 200 mm, indicando claramente la existencia de una macro y microestructura claramente diferenciada a la vista de la distribución de tamaños de poros existentes.

Tras los ciclos de succión realizados a las probetas se observa, de forma evidente, como desaparecen los tamaños de poros elevados, concentrándose todos en la zona de poros de pequeño tamaño.

La reducción de los tamaños de poros mayores es debida a la destrucción de los agregados de cristales de arcillas. Esta disgregación viene motivada por los esfuerzos internos que los ciclos de humectación y secado provocan en los agregados de partículas.

6.1.3- Slickensides. Bedding planes. Propagación de grietas por cambios de humedad.

El concepto de “Slickenside” fue definido por Gary et al. (1977) como *"polished and smoothly striated surfaces that result from friction along the fault plane"*.

Estas slickensides son generadas, en arcillas sobreconsolidadas o rocas arcillosas, por el efecto de la fricción que se desarrolla en las superficies de deslizamiento mientras son sometidas a esfuerzo de corte.

Numerosos autores han estudiado dichas superficies y han conseguido reproducirlas en laboratorio mediante la ejecución de ensayos de corte con control de velocidad y carga vertical (Yaalon y Kalmar, 1978; Will y Wilson, 1989).

Este tipo de superficies han sido descritas por Alonso y Gens (2006a) en el estudio que realizaron sobre la rotura de la presa minera de Los Frailes, en la localidad de Aznalcollar, la cual falló catastróficamente debido a un deslizamiento ocurrido dentro del material de cimentación, que precisamente era Marga Azul del Guadalquivir. En la siguiente figura se observa las características superficies pulidas debido a la fricción existente entre los dos planos que conforman la zona de deslizamiento.



Figura 6.15. Slickensides del plano de deslizamiento en la presa de Los Frailes.
Alonso y Gens (2006a)

Otro tipo de superficies lisas que aparecen frecuentemente en las Margas Azules del Guadalquivir son las denominadas “bedding planes”, que se pueden traducir como “planos de sedimentación”. Estos planos son creados durante el proceso de sedimentación y la posterior formación geológica de la marga o arcilla sobreconsolidada.

En las siguientes imágenes, se ven unos claros ejemplos de la existencia de estos planos de sedimentación dentro de la formación de la Marga Azul del Guadalquivir. La Figura 6.16 refleja la aparición de estos planos en los testigos de sondeos extraídos de la zona de rotura de la presa de Los Frailes (Alonso y Gens, 2006a). Por otro lado, en la Figura 6.17 se aprecia el bandeo generado por estos bedding planes durante la excavación de la corta de la mina de Cobre Las Cruces, en la localidad de Gerena, Sevilla (Galera et al., 2009).



Figura 6.16. Bedding planes en testigos extraídos en Marga Azul del Guadalquivir.
(Alonso y Gens, 2006a)



Figura 6.17. Bedding planes durante la excavación de la corta de Cobre Las Cruces.
(Galera et al., 2009)

Estos planos de sedimentación son zonas de baja resistencia y discontinuidad que favorecen la rotura y el deslizamiento del material. Durante la preparación de las probetas usadas en la fase experimental de esta Tesis Doctoral, se han encontrado también numerosos planos de sedimentación, conocidos familiarmente dentro del argot de un laboratorio de Mecánica del Suelo como “lisos”. La presencia de estos lisos hace inviable el tallado de las muestras ya que generan una rotura repentina. Unos ejemplos claros se muestran en las Figuras 6.18, 6.19 y 6.20.



Figura 6.18. Bedding planes durante el tallado de muestras.



Figura 6.19. Bedding planes durante el tallado de muestras.



Figura 6.20. Bedding planes durante el tallado de muestras.

Comparando tanto las slickensides y bedding planes mostrados en las anteriores figuras con las superficies de rotura obtenidas tras los ensayos de ciclos de humectación y secado (Figs. 6.7 y 6.8), podemos comprobar que existen diferencias entre ellas, por lo que éstas últimas no se pueden englobar dentro de ninguno de los grupos anteriores.

La presencia planos lisos y pulidos por efecto de los ciclos de humectación y secado en las Margas Azules del Guadalquivir, bajo la aplicación de una presión vertical constante, no ha sido descrita anteriormente, siendo la primera vez que se simula dicho comportamiento en el laboratorio.

6.2- Resultados experimentales de los ensayos edométricos con control de succión.

6.2.1- Ensayos a succión constante-presión variable (EDO-SUC).

El programa experimental planteado para el estudio de las deformaciones volumétricas en la Marga Azul del Guadalquivir ha sido indicado en el apartado 5.2.2 de la presente Tesis Doctoral. Se trae de nuevo a este apartado la Tabla 5.6 donde se recoge el programa experimental que se va a seguir, y una representación del mismo en el plano $p - s$ (Fig. 5.8).

Tabla 5.6. Programa experimental. Ensayos edométricos.

Succión constante.				
Ensayo	Succión (kPa)	Edómetro	Técnica	Presiones Verticales Carga/Descarga (kPa)
EDO-SUC- 1	0	Conv.	Saturación	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 2	100	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 3	450	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 4	850	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 5	10000	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 6	33100	UPC	Tr. Vapor NaCl	10-50-100-200-400-800-1000 400-10
EDO-SUC- 7	94200	UPC	Tr. Vapor CaCl ₂	10-50-100-200-400-800-1000 400-10

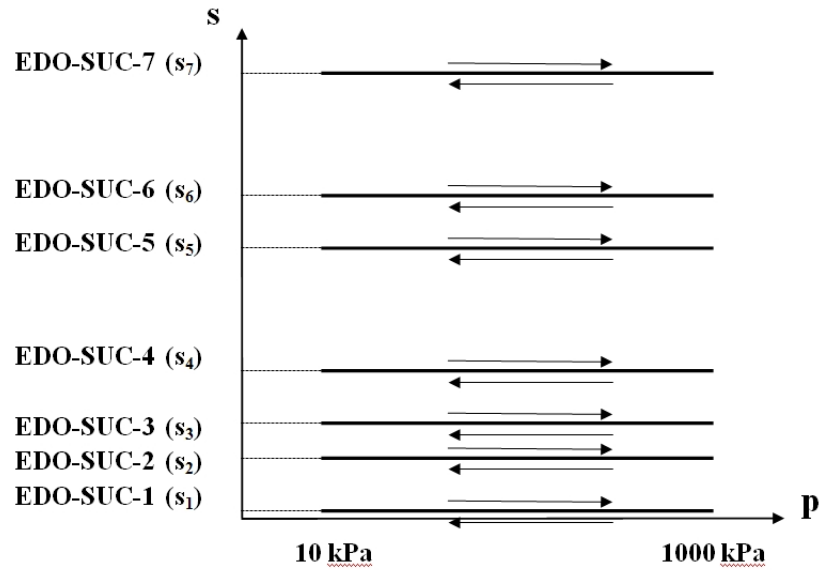


Figura 5.8. Trayectorias de ensayos edométricos a succión constante.

Las probetas ensayadas en los edómetros UPC durante el desarrollo de esta fase experimental se han extraído de la misma muestra inalterada conservada en tubo de PVC en cámara húmeda. Esta muestra también ha sido tomada a una profundidad de 21 metros, con unas propiedades medias dentro de los valores indicados en el Capítulo 3 de esta Tesis.

Las succiones han sido aplicadas en un edómetro que permite el control de la succión en las muestras. A su vez, las presiones verticales usadas en cada ensayo han sido impuestas a través de un circuito cerrado de aire comprimido.

La succión se ha aplicado mediante técnica de transferencia de vapor y soluciones salinas de NaCl y $\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$, respetando los tiempos necesarios para el establecimiento del equilibrio de succión en las muestras (ver Capítulo 4).

Los rangos de succión usados en este programa experimental van desde los 10 kPa hasta los 94200 kPa, El control de las concentraciones de las soluciones salinas ha sido muy minucioso, sobre todo para los valores más bajos (10 kPa), que ha exigido una pesada estricta de soluto, un control continuado de humedad relativa, peso de la disolución y medidas en el psicrómetro de punto de rocío, que al trabajar casi en la zona de su fondo de escala, ha sido necesaria su recalibración con solución patrón antes de cada medida.

Los resultados extraídos de los ensayos SUC-1, SUC-2, SUC-3, SUC-4, SUC-5, SUC-6 y SUC-7 se grafican en la Figura 6.21, recogiendo los datos numéricos en la Tabla 6.1.

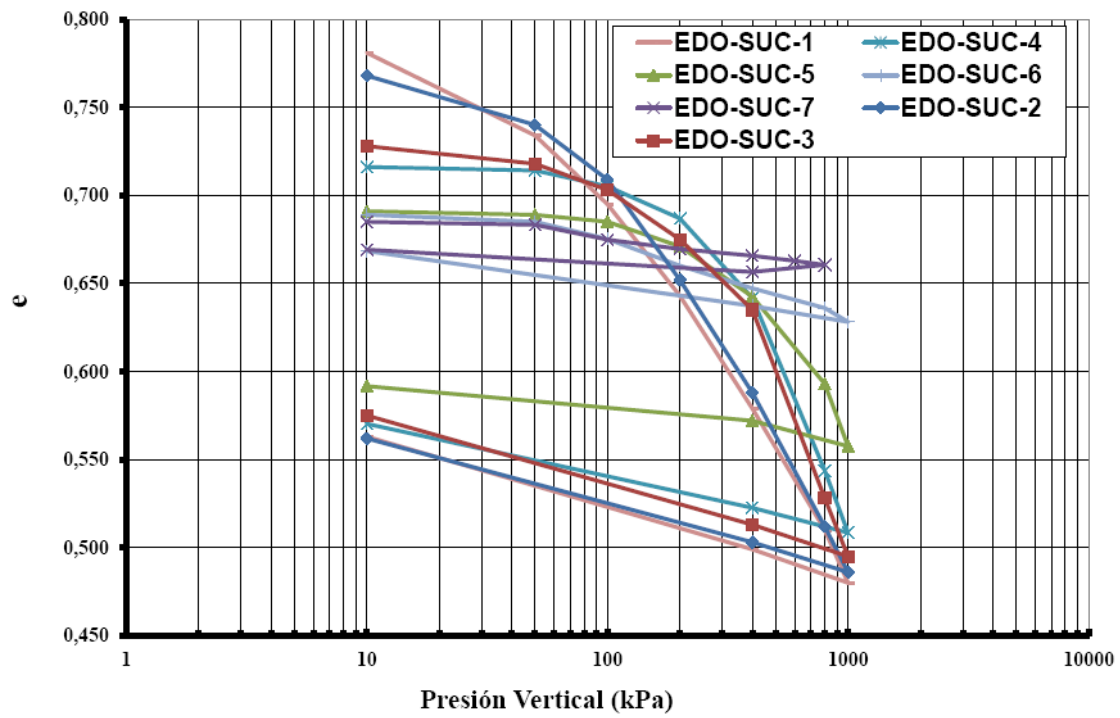


Figura 6.21. Ensayos edométricos a succión constante en Marga Azul del Guadalquivir.

Tabla 6.1. Valores numéricos de los ensayos edométricos realizados en la fase experimental.

SUC-1 0 kPa		SUC-2 100 kPa		SUC-3 450 kPa		SUC-4 850 kPa		SUC-5 10000 kPa		SUC-6 33100 kPa		SUC-7 94200 kPa	
10	0,781	10	0,768	10	0,728	10	0,716	10	0,691	10	0,689	10	0,685
50	0,734	50	0,740	50	0,718	50	0,714	50	0,689	50	0,685	50	0,683
100	0,695	100	0,709	100	0,703	100	0,705	100	0,685	100	0,675	100	0,675
200	0,643	200	0,652	200	0,675	200	0,687	200	0,671	200	0,660	200	0,670
400	0,579	400	0,588	400	0,635	400	0,642	400	0,643	400	0,647	400	0,666
800	0,510	800	0,512	800	0,528	800	0,544	800	0,593	800	0,636	600	0,663
1000	0,480	1000	0,486	1000	0,495	1000	0,508	1000	0,558	1000	0,628	800	0,661
400	0,499	400	0,503	400	0,513	400	0,523	400	0,572	400	0,637	400	0,657
10	0,563	10	0,562	10	0,575	10	0,570	10	0,592	10	0,668	10	0,669

6.3- Resultados del Shrink-Swell Test.

Uno de los ensayos más utilizados dentro de la evaluación de las deformaciones verticales en suelos parcialmente saturados, es el Shrink-Swell Test, que tuvo su desarrollo en Australia y se ha ido extendiendo al resto del mundo debido a su simplicidad de realización y a la buena aproximación que se obtiene de los métodos predictivos que lo usan.

Dentro de estos métodos, los más importantes han sido descritos en el Capítulo 2 de esta Tesis Doctoral, así como el desarrollo de este ensayo y la obtención del Índice Shrink-Swell, que es el parámetro a introducir en los modelos de predicción de deformaciones que se basan en este tipo de ensayos.

Para evaluar el valor de este índice en la Marga Azul del Guadalquivir se han realizado 5 ensayos Shrink-Swell Test, siguiendo el protocolo comentado en Capítulo 2 de este documento, con muestras inalteradas obtenidas a diversas profundidades. Posteriormente, se ha evaluado el valor del Índice Shrink-Swell mediante el método propuesto por la Australian Standar y según la definición dada por Hoffman y Briaud en 1997. La evolución que sigue la deformación volumétrica de las muestras con respecto a la variación de la humedad, se refleja, para todas las probetas ensayadas, en las Figuras 6.22, 6.23, 6.24, 6.25 y 6.26.

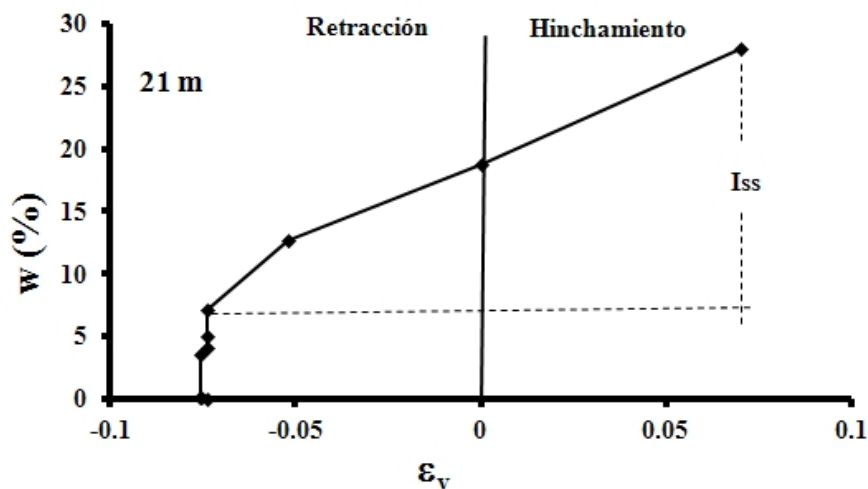


Figura 6.22. Determinación del Iss. Profundidad de probeta: 21 m.

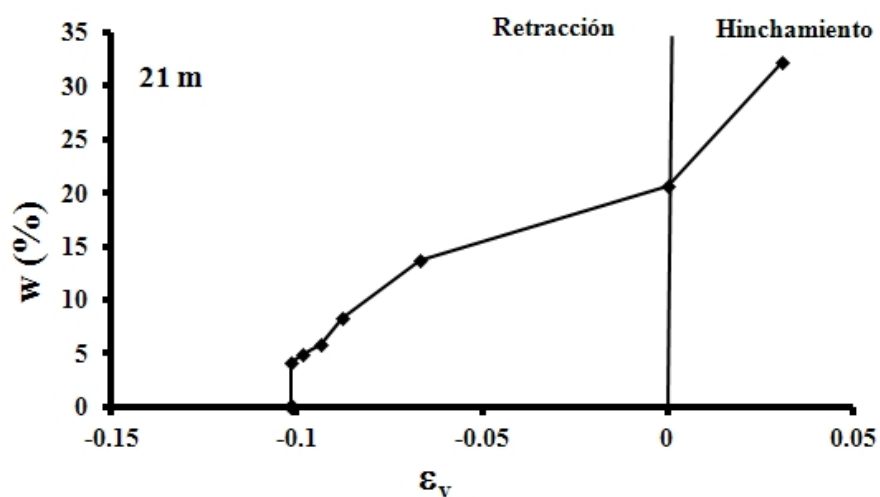


Figura 6.23. Determinación del Iss. Profundidad de probeta: 21 m.

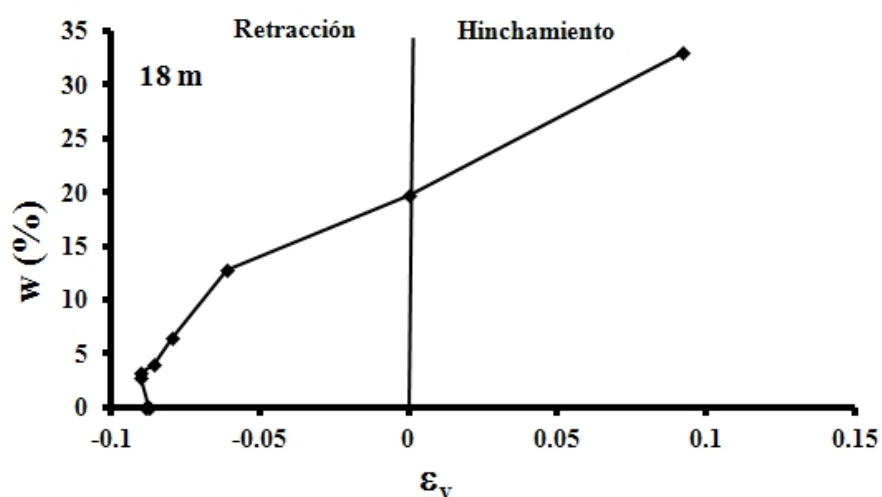


Figura 6.24. Determinación del Iss. Profundidad de probeta: 18 m.

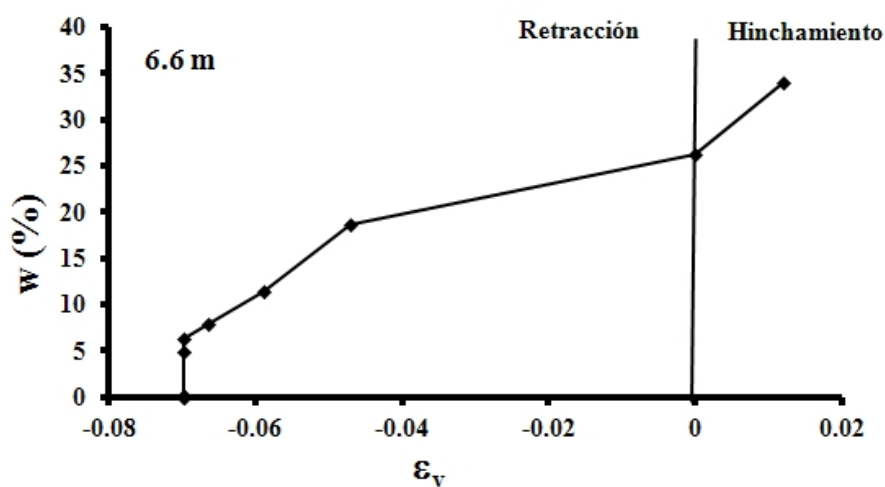


Figura 6.25. Determinación del Iss. Profundidad de probeta: 6.6 m.

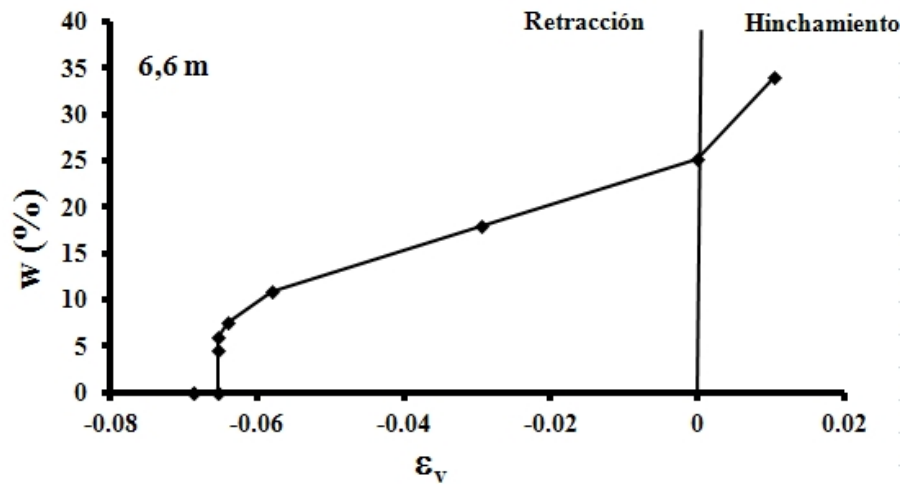


Figura 6.26. Determinación del Iss. Profundidad de probeta: 6.6 m.

Con estos datos de variaciones de deformaciones volumétricas con la humedad, se puede determinar el valor de Índice Shrink-Swell para la Marga Azul del Guadalquivir. La evolución de dicho índice con la profundidad de la muestra ensayada se muestra en la Figura 6.27.

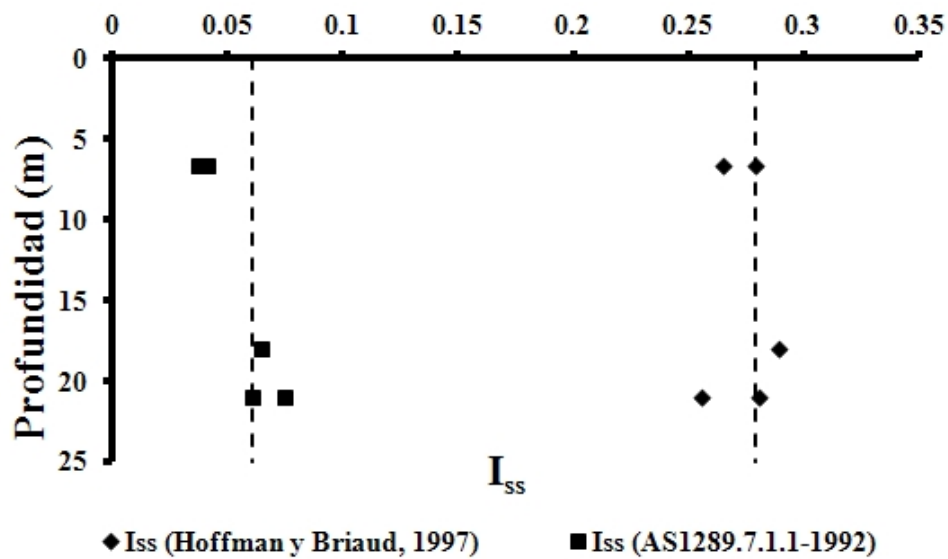


Figura 6.27. Variación del Iss con la profundidad.

Tal y como se observa en esta última figura, para la Marga Azul del Guadalquivir se puede tomar un valor medio del Índice Shrink-Swell de 0.06, según el método de la Australian Standar, y de 0.28 según la definición propuesta por Hoffman y Briaud (1997).

6.4- Modelo para la estimación de deformaciones verticales en la Marga Azul del Guadalquivir.

6.4.1- Experiencias anteriores.

El modelo generado en esta Tesis Doctoral para predecir las deformaciones volumétricas (en condiciones edométricas) de la Marga Azul del Guadalquivir, se basa en el estado del conocimiento expuesto en el Capítulo 2 y en una experiencia previa realizada sobre otro material, distinto a la marga, que ha sido fructífera a nivel de aproximación de resultados (Vázquez et al., 2013).

La propuesta inicial pasaba por generar un modelo sencillo que relacionase la deformación volumétrica de un terreno colapsable (en condiciones edométricas), la succión y la presión vertical aplicada, usando el menor número de parámetros posible para definir el modelo.

El material analizado en esta experiencia previa es una mezcla de arena (30%), limo (32%) y arcilla (38%). El análisis de difracción de Rayos X realizado a la mezcla indica que está compuesta de Cuarzo, Calcita, Dolomita y Vermiculita. El Límite Líquido obtenido es del 31%, el Índice de Plasticidad tiene un valor del 13.6%, el porcentaje de material que pasa por el Tamiz 200 ASTM es del 73.49% y el peso específico de las partículas sólidas medido es de 26.5 kN/m^3 .

Con el fin de obtener una estructura abierta que garantice un comportamiento colapsable, la compactación de las probetas se realizó con una densidad y humedad correspondiente al 90% del lado seco de la humedad óptima del ensayo de Proctor Normal ($w_{opt} = 14.5\%$ y $\gamma_{dmax} = 17.6 \text{ kN/m}^3$). Como la humedad correspondiente a esta densidad ($w = 8.8\%$) impedía obtener una probeta en condiciones aceptables de manipulación (se desmoronaba al extraerla del anillo de compactación), se aumento la humedad hasta el 11.3%, obteniéndose un peso específico seco de $\gamma_d = 15.8 \text{ kN/m}^3$. La succión inicial de las probetas compactadas según este procedimiento, medida mediante minitensiómetro T-5xx de la marca UMS, es de 95.4 kPa.

La curva de retención del material compactado se obtuvo mediante la aplicación de varias técnicas: membrana de presión, equilibrio de vapor con soluciones salinas y equilibrio de vapor con soluciones ácidas. La curva obtenida, tanto en trayectoria de humectación como de secado, se muestra en la Figura 6.28.

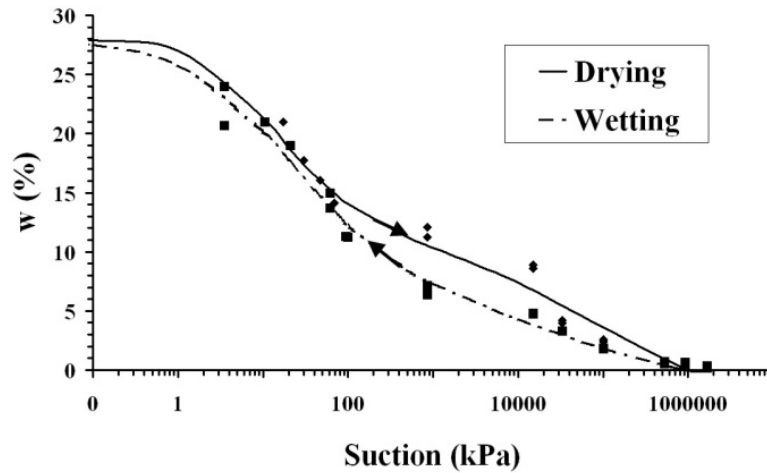


Figura 6.28. SWCC del material compactado (Vázquez et al., 2013)

En este estudio se realizaron ensayos edométricos en células que mantienen la humedad de la muestra constante durante todo el proceso, y ensayos edométricos en células que permiten variar la succión de la muestra, mediante técnica de translación de ejes, manteniendo la presión vertical aplicada de forma constante. Estos ensayos buscan simular el comportamiento de un suelo colapsable que es humectado progresivamente hasta su saturación. Este proceso de humectación se lleva a cabo disminuyendo progresivamente la succión en las muestras. Los escalones de succión aplicados son 95.4 kPa, 50 kPa, 15 kPa, 10 kPa y 0 kPa (succión en saturación).

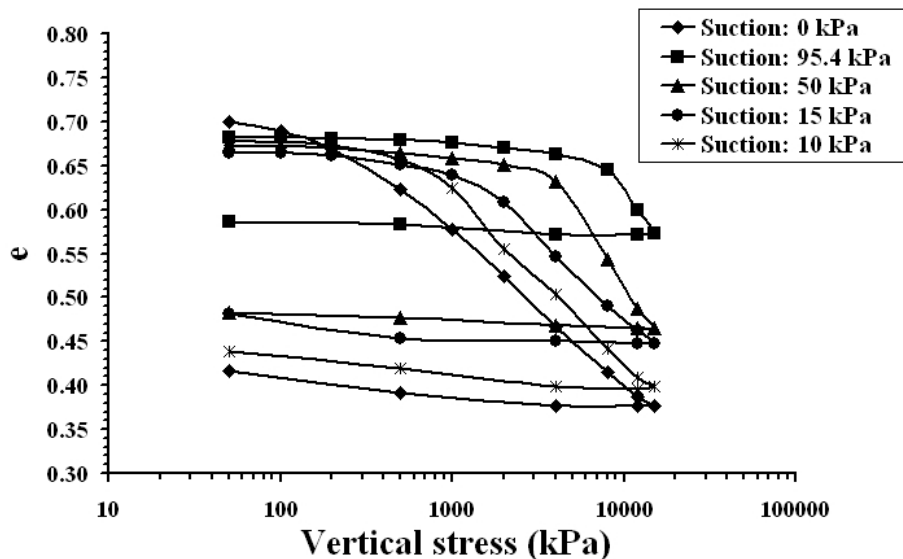


Figura 6.29. Resultados de ensayos edométricos. (Vázquez et. al, 2013)

Tras los resultados extraídos de estos ensayos edométricos, se ha buscado la relación existente entre la deformación volumétrica, en condiciones edométricas, que sufren las probetas, la succión y las cargas verticales aplicadas.

El modelo planteado se basa en la existencia una relación lineal entre la deformación volumétrica y la succión, expresada esta última en escala logarítmica (Meintjes 1992, Gordon 1992). El coeficiente que liga esta relación es definido como Índice de Inestabilidad (I_{pt}) por Aitchison (1973).

$$\varepsilon_v = I_{pt} \cdot \log\left(\frac{\Psi}{\Psi_0}\right) \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Donde ε_v es la deformación volumétrica en condiciones edométricas, I_{pt} es el Índice de Inestabilidad, Ψ es la succión final y Ψ_0 es la succión inicial de la probeta.

Este modelo lineal es válido hasta que el nivel de succión llega al punto en el cual la deformación volumétrica permanece constante, con un valor similar al que tiene la muestra en el estado de saturación (Fig. 6.30).

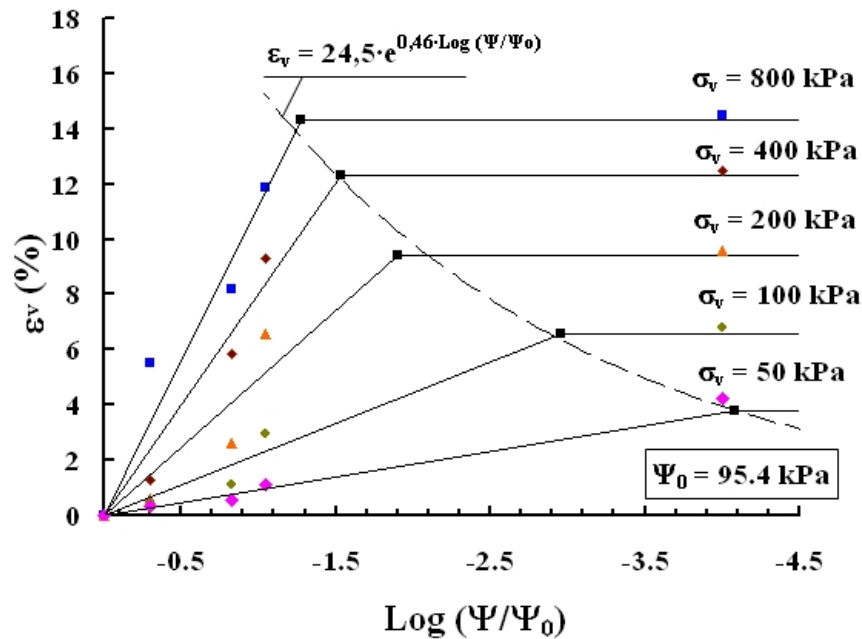


Figura 6.30. Deformación volumétrica frente a la variación de succión.

(Vázquez et. al., 2013)

El Índice de Inestabilidad es la pendiente de cada tramo recto incluido en la figura anterior. Existe un valor de este índice para cada presión vertical aplicada durante los ensayos.

Se ha comprobado que existe una relación lineal, expresada en escala semilogarítmica, entre el Índice de Inestabilidad y la presión vertical aplicada (Fig. 6.31).

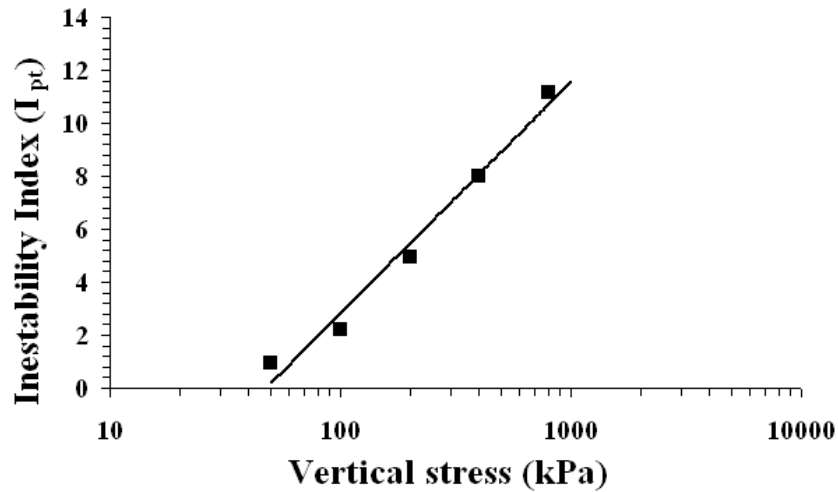


Figura 6.31. Índice de Inestabilidad frente a la presión vertical.

(Vázquez et al., 2013)

Se puede plantear la relación del tipo:

$$I_{pt} = C \cdot \log(\sigma_v) \quad \text{Ecuación 6.2}$$

En esta expresión C es el coeficiente de proporcionalidad que relaciona el Índice de Inestabilidad con la presión vertical aplicada, en escala logarítmica.

Sustituyendo la Ecuación 6.2 en la Ecuación 6.1, podemos obtener una expresión que liga la deformación volumétrica con la succión y la presión vertical aplicada en cada probeta.

$$\varepsilon_v = C \cdot \log(\sigma_v) \cdot \log\left(\frac{\Psi}{\Psi_0}\right) \quad \text{Ecuación 6.3}$$

Representando tridimensionalmente la superficie que define esta expresión (Fig. 6.32), podemos apreciar la línea a partir de la cual la deformación volumétrica se hace independiente de la succión. Esta línea, proyectada en el plano de la deformación

volumétrica-logaritmo de succión, sigue una forma de exponencial decreciente (Fig. 6.30).

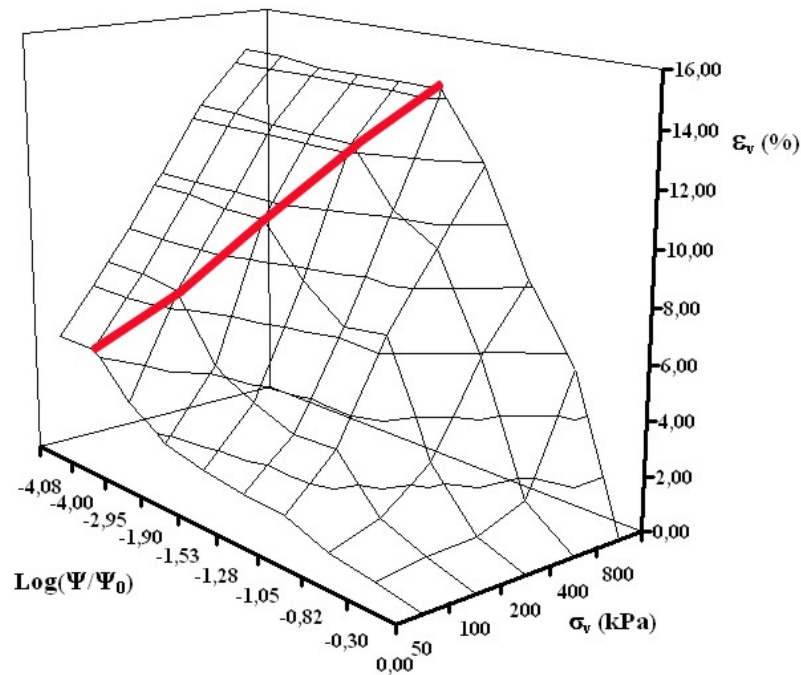


Figura 6.32. Superficie tridimensional del modelo para un suelo colapsable.

Este modelo viene controlado por dos parámetros fundamentales, la succión inicial de la muestra Ψ_0 y el coeficiente de proporcionalidad C .

La succión inicial se puede obtener a través de cualquier técnica de medida de succión en suelos, compatible con el rango de succión de la muestra, como puede ser mediante el uso de un tensiómetro, papel de filtro, psicrómetro...

Para obtener el coeficiente de proporcionalidad C es necesario realizar un ensayo edométrico con control de succión sometiendo a la probeta a dos presiones verticales distintas.

De esta forma, con la determinación de la succión inicial y un solo ensayo edométrico con dos escalones de carga es posible establecer un modelo que representa con suficiente bondad el comportamiento de un suelo colapsable desde su succión inicial hasta la saturación.

6.4.2- Modelo propuesto.

Un análisis similar al planteado anteriormente es el que se recoge en este modelo, aplicado en este caso al comportamiento volumétrico de la Marga Azul del Guadalquivir.

Analizando los datos extraídos de los ensayos edométricos con control de succión, se puede establecer la relación existente entre la deformación (en porcentaje) obtenida y el incremento o disminución de succión sufrido por la muestras con respecto a su succión inicial, expresado éste en escala logarítmica.

En la Figura 6.33 representamos la relación descrita anteriormente, tomando a origen la deformación inicial que sufre la muestra durante su puesta en carga, a su succión inicial.

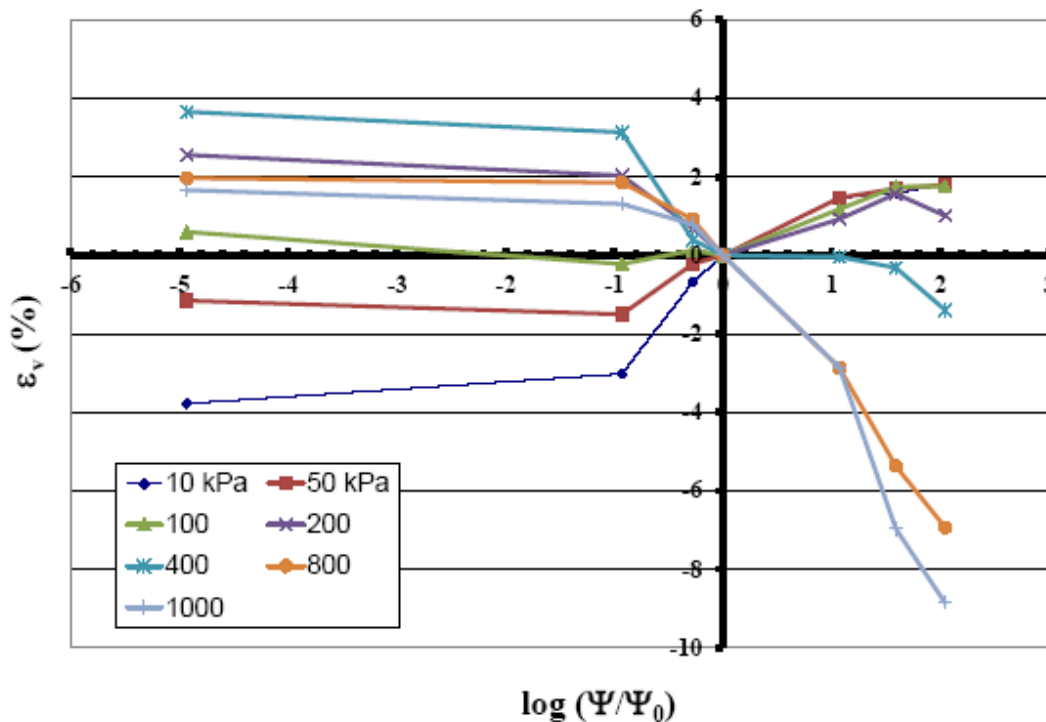


Figura 6.33. Deformación volumétrica (en condiciones edométricas) en función del logaritmo de la succión, para cada una de las presiones verticales analizadas.

Tal y como se observa, al bajar la succión en las probetas se obtienen deformaciones de expansión para presiones verticales inferiores a 100 (kPa), que es aproximadamente la presión de hinchamiento del material. Manteniendo constante la carga, al bajar la

succión se produce un aumento de las deformaciones de expansión hasta llegar a una determinada succión a partir de la cual la deformación se hace prácticamente invariante.

Esa succión coincide con el punto conocido en el Shrink-Swell Test como Límite de Hinchamiento (w_{sw}), que resulta para esta muestra, según los ensayos indicados en el apartado 6.3, localizado en una humedad del 28%, a la que le corresponde una succión aproximada de 500 kPa.

Este mismo efecto ocurre para presiones verticales superiores a la presión de hinchamiento del material, generándose en este caso deformaciones de contracción.

Al aumentar la succión, para cargas verticales inferiores a los 400 kPa, aparecen deformaciones de contracción. El aumento de estas deformaciones siguen leyes aproximadamente lineales con respecto al logaritmo de la variación de la succión, hasta llegar a una determinada succión a partir de las cuales se estabilizan. Este punto coincide prácticamente con el Límite de Retracción medido en el ensayo Shrink-Swell Test, que para la muestra ensayada está cercano a una humedad del 7%, a la que le corresponde una succión en torno a los 40 MPa, tal y como se obtiene de los ensayos realizados en el apartado 6.3.

Para presiones superiores a la presión de hinchamiento, la Figura 6.33 da la impresión de indicar deformaciones de expansión al aumentar la succión, cosa que no es probable. El efecto que ocurre es que, al medir la diferencia de deformación con respecto a la muestra en condiciones de succión inicial, ante unas cargas tan elevadas (en este caso superiores a la presión de hinchamiento del material), la muestra tiene una deformación mayor a succión inicial que a succiones mayores, ya que sufre un efecto de rigidización, es por ello que las variaciones de deformación resultan negativas, pero realmente la muestra sufre deformaciones de contracción.

Centrándonos en el comportamiento ante bajadas de succión de la Marga Azul, se puede obtener el Índice de Inestabilidad de la misma al variar la presión vertical aplicada, definiéndose este índice como la relación existente entre la variación de la deformación volumétrica con respecto a la variación de la succión, expresada esta última en escala logarítmica. Representando esta relación según los datos experimentales existentes, y quitando aquellos tramos que van más allá del Límite de Contracción y del Límite de Hinchamiento, obtenemos los siguientes valores.

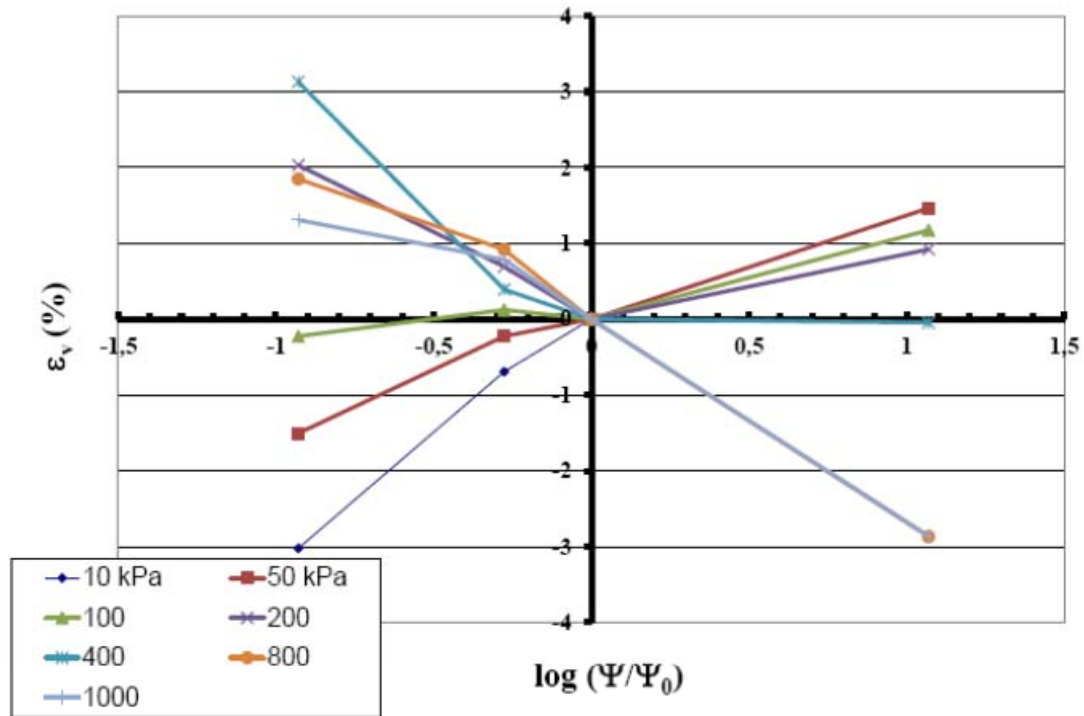


Figura 6.34. Relaciones prácticamente lineales de los datos experimentales para obtener el I_{pt} .

Realizando regresiones por mínimos cuadrados a estos datos experimentales, obtenemos los siguiente valores del Índice de Inestabilidad asociado a los ensayos realizados sobre la Marga Azul del Guadalquivir (Tabla 6.2)

Tabla 6.2. Variación de I_{pt} con la presión vertical aplicada (σ_v)

Presión vertical		R^2
σ_v (kPa)	I_{pt}	
10	2.19	0.83
50	1.45	0.99
100	0.69	0.60
800	-2.15	-0.98
1000	-2,16	-0.92

Graficando estos valores, podemos obtener la siguiente relación (Figura 6.35):

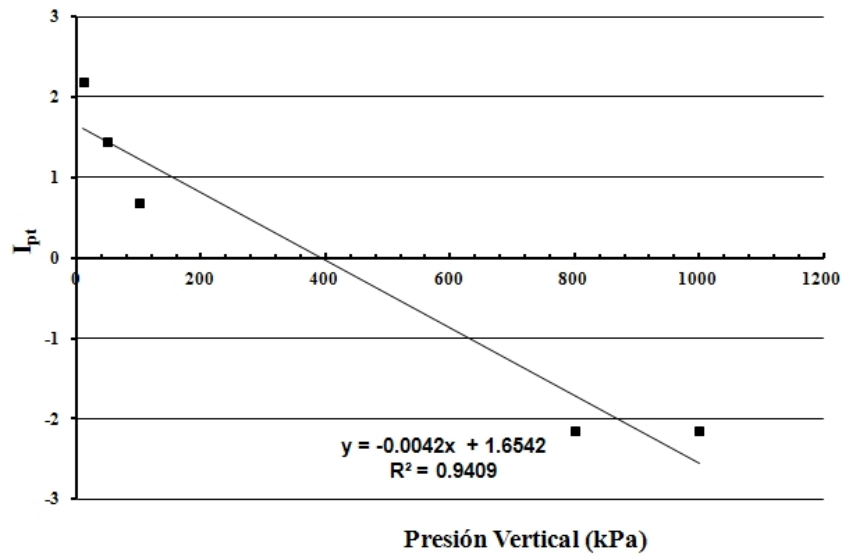


Figura 6.34. Regresión por mínimos cuadrados para obtener el I_{pt} .

A la vista de estos resultados, podemos rescatar la expresión propuesta por Aitchison (1973), donde se define el Índice de Inestabilidad (I_{pt}).

$$\varepsilon_v = I_{pt} \cdot \log\left(\frac{\Psi}{\Psi_0}\right) \quad \text{Ecuación 6.1}$$

Se recuerda que en esta expresión, definida con anterioridad, ε_v es la deformación volumétrica en condiciones edométricas, I_{pt} es el Índice de Inestabilidad, Ψ es la succión final y Ψ_0 es la succión inicial de la probeta.

El modelo propuesto para la Marga Azul establece una relación lineal entre el I_{pt} y la presión vertical aplicada a las probetas, de tal forma, que su expresión definitiva se puede escribir como:

$$\varepsilon_v = (1.6542 - 0.0042\sigma_v) \cdot \log\left(\frac{\Psi}{\Psi_0}\right) \quad \text{Ecuación 6.4}$$

Este modelo permite aproximaciones con un grado de exactitud muy bueno a los resultados experimentales medidos, además de presentar una simplicidad y rapidez de obtención muy alta, lo que lo hace muy apropiado para su uso en la Ingeniería Geotécnica habitual.

CAPITULO 7

CONCLUSIONES

7.1- Conclusiones.

7.1- Conclusiones.

En este capítulo se van a extraer, a modo de resumen, las principales conclusiones obtenidas tras la investigación realizada sobre el comportamiento que tiene la Marga Azul del Guadalquivir al sufrir cambios en la succión.

Las conclusiones se organizan, por orden, desde el primer capítulo hasta el último de esta Tesis Doctoral.

- La arcilla azul carbonatada llamada comúnmente Marga Azul del Guadalquivir (procedente del Mioceno), se extiende como sustrato geológico a lo largo de todo el valle del Río Guadalquivir, teniendo su techo una profundidad variable en función de la zona concreta de estudio.
- En aquellas zonas donde es susceptible su variación de humedad, es la responsable de numerosos accidentes geotécnicos, algunos de ellos de gravísimas consecuencias, como el deslizamiento de la Presa de Los Frailes, en Aznalcollar, Sevilla, provocando uno de los mayores desastres naturales de la Comunidad Andaluza.
- La recopilación de datos bibliográficos sobre las propiedades resistentes de las Margas Azules del Guadalquivir indican una resistencia a compresión simple que aumenta con la profundidad, con valores comprendidos entre 250 kPa y 3600 kPa. La cohesión efectiva tiene un valor medio de 114 kPa, y el ángulo de rozamiento efectivo posee un valor máximo de 30° y un valor mínimo de 13°, con un valor residual muy pequeño, en torno a los 8 y 11°. Una característica fundamental de este material es su elevada fragilidad, que viene corroborada por su Índice de Fragilidad, que toma un valor medio de 76, del mismo orden que el valor asignado a la arcilla azul de Londres.
- El módulo elástico vertical de la Marga Azul del Guadalquivir aumenta con la profundidad, en valores comprendidos entre 50 y 300 MPa. El módulo elástico horizontal toma valores comprendidos entre 2 y 6 veces el valor del módulo elástico vertical.
- Se ha realizado un conjunto de 281 ensayos para cuantificar las propiedades físicas básicas del material, obteniéndose que el porcentaje que pasa por un tamiz UNE 0.080 es de $98.2 \pm 1.9\%$, que el porcentaje de partículas inferior a $2 \mu\text{m}$ es del $59.6 \pm 11.5\%$, que el peso específico seco es de $15.9 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$, el peso específico de partículas sólidas es de $26.9 \pm 0.5 \text{ kN/m}^3$, que el Límite Líquido tiene un valor de $58.2 \pm 6.5\%$, que el Índice de Plasticidad tiene un valor de $33.1 \pm 3.7\%$ (Clasificación CH), la

humedad natural es de $25.6 \pm 1.8\%$ y la actividad toma un valor medio de 0.55, catalogándose la Marga Azul como no activa o de actividad baja.

- Se ha comprobado la influencia del contenido de carbonatos en el análisis granulométrico por sedimentación, para lo cual se ha tratado previamente alguna muestra con HCl. El resultado indica que el porcentaje de partículas inferiores a $2 \mu\text{m}$, tras el tratamiento, es del 34%.
- Los criterios indirectos de caracterización de la expansividad, basados en las propiedades físicas descritas anteriormente, asignan un potencial expansivo “medio” a la Marga Azul del Guadalquivir.
- De los 68 ensayos realizado en edómetro convencional, se obtiene que este material presenta un hinchamiento libre comprendido entre un 3% y un 8%, una presión de hinchamiento comprendida entre 50 kPa y 250 kPa, y una presión de hinchamiento en ensayo de inundación bajo carga en el intervalo de 50 kPa a 200 kPa. La dispersión alcanzada en estos resultados es alta, debido al uso de muestras inalteradas en su obtención. Cabe destacar que la Marga Azul del Guadalquivir presenta hinchamientos libres altos, mientras que las presiones de hinchamiento suelen no ser tan altas, efecto originado posiblemente por la distribución en estructuras laminares de su esqueleto.
- Los ensayos químicos realizados arrojan un contenido de CaCO_3 del $30.6 \pm 2.8\%$, así como una composición basada en Filosilicatos, Calcita, Cuarzo y Dolomita. Dentro de los Filosilicatos, las especies mineralógicas predominantes son la Caolinita, la Esmectita y la Illita. A poca profundidad el contenido de Esmectita es alto, disminuyendo conforme más profunda son las muestras. El efecto contrario se ha encontrado en la Illita y la Caolinita. La Capacidad de Intercambio Catiónico, obtenida de 23 ensayos realizados, está comprendida entre 7 y 13 meq/100 g., lo que indica que no es un material con una elevada capacidad de intercambio de cationes.
- El análisis de Microscopía de Barrido Electrónico y Porosimetría de Intrusión de Mercurio indican que la Marga Azul del Guadalquivir posee una microestructura de matriz turbostrática muy floculada, con agregados de Illitas y Esmectitas, con formas laminares de bordes irregulares y doblados, predominando los contactos borde-cara. La porosimetría revela la existencia de dos tipos de tamaños muy específicos, uno alrededor de las $0.02 \mu\text{m}$ y otro alrededor de las $200 \mu\text{m}$, evidenciando una diferencia clara entre la macro y la microestructura de este tipo de suelo.

- Ha sido determinada la Curva de Retención (SWCC) de la Marga Azul del Guadalquivir mediante técnicas de membrana de presión, papel de filtro y psicrometría de punto de rocío.
- La succión inicial de las probetas usadas ha sido determinada mediante papel de filtro, dando una succión inicial media de 850 kPa.
- El tiempo necesario para alcanzar el equilibrio con una succión impuesta ha sido evaluado en un equipo de membrana de presión, tanto en trayectoria de secado como de humectación, obteniéndose un tiempo medio necesario entre 13 y 15 días.
- Se ha realizado la calibración, a nivel de succión, de las soluciones de NaCl y $\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ usadas durante la fase experimental de esta Tesis Doctoral, además de calibrar la rigidez de los tres tipos de edómetros usados (edometro desarrollado en la UPC, edómetro convencional y célula Rowe con control de succión).
- Los ensayos Shrink-Swell Test realizados a muestras inalteradas de Marga Azul indican un valor para el Índice Shrink-Swell (Iss) de 0.06, si se usa la definición de la Australian Standar, o de 0.28 si se utiliza la definición de Hoffman y Briaud (1997).
- Se han realizado ensayos de ciclos de humectación y secado, mediante control de succión, con carga vertical constante, obteniéndose el fallo de las muestras (considerando el fallo como un aumento repentino de las deformaciones verticales) tras un determinado número de ciclos, número que es mayor conforme más grande es la carga aplicada.
- El número de ciclos de humectación y secado máximo que soporta la Marga Azul del Guadalquivir antes de fallar, está linealmente ligado a la carga vertical aplicada.
- Tras los ciclos, aparecen fisuras y planos de roturas lisos y pulidos en las probetas, generados por la dinámica de la propagación de fisuras que tiene lugar en el interior de las probetas cuando son sometidas a ciclos de humectación y secado. Es la primera vez que este tipo de superficies de rotura son obtenidas experimentalmente en un laboratorio.
- Los ensayos edométricos con control de succión que se han realizado, al igual que los ensayos de carga vertical constante y succión variable, han servido para la determinación del Índice de Inestabilidad de la Marga Azul del Guadalquivir, y su relación con el Índice Shrink-Swell.
- Basándonos en experiencias anteriores de los Directores y del Autor de esta Tesis Doctoral, se ha generado un modelo para predecir las deformaciones (en condiciones edométricas) de la Marga Azul al variar la succión y la carga vertical. Este modelo tiene

la particularidad de ser sencillo y práctico para su uso en la Ingeniería Geotécnica general, y está basado en el Índice de Inestabilidad propuesto por Aitchison en 1973. Los resultados obtenidos con este modelo predicen con un buen grado de aproximación los resultados experimentales medidos.

CAPITULO 8

FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN.

8.1- Futuras líneas de investigación.

8.1- Futuras líneas de investigación.

Esta Tesis Doctoral aporta un pequeño y modesto avance en el conocimiento de un material tan particular como la Marga Azul del Guadalquivir.

Se puede considerar que lo mejor de esta Tesis no es en sí sus conclusiones, sino el nuevo camino de investigación que genera, investigando sobre uno de los materiales con más riesgos geotécnicos que podemos encontrar en el entorno geológico del Valle del Guadalquivir.

Las futuras líneas de investigación que se van a continuar durante la etapa posdoctoral, se centran en tres aspectos específicos:

- Revisión y mejora del modelo propuesto, incluyendo el comportamiento resistente de la Marga Azul del Guadalquivir.
- Avance en las técnicas experimentales para el estudio de suelos parcialmente saturados.
- Reciclaje y aprovechamiento de la Marga Azul del Guadalquivir para su uso en obras civiles.

Dentro del primer apartado, las futuras líneas de investigación se orientan al estudio de los parámetros resistentes de la Marga Azul del Guadalquivir y la influencia que la succión tiene en ellos, para poder desarrollar un modelo que acople el comportamiento resistente y el volumétrico de este material, o bien, adaptar alguno de los modelos de comportamiento existentes (por ejemplo el Barcelona Basic Model) para que pueda predecir con suficiente grado de precisión el comportamiento frágil de la Marga Azul del Guadalquivir.

Más orientado al segundo grupo de líneas de investigación se encuentra el uso de los nuevos equipos adquiridos recientemente en el Laboratorio de Mecánica del Suelo de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla, que consisten en un triaxial dinámico, con adaptación para suelos parcialmente saturados, y un nuevo equipo de corte directo con control de succión, que van a permitir el desarrollo de una amplia campaña experimental para la obtención de los parámetros resistentes de la Marga Azul del Guadalquivir, y la influencia de la succión en el valor de los mismos.

El tercer aspecto es de una importancia y relevancia primordial, ya que la concienciación medioambiental es uno de los retos que la sociedad tiene en esta época. Actualmente existen la extracción de grandes volúmenes de Marga Azul, sobre todo en la zona minera de Cobre Las Cruces, que es depositado en coberteras que se integran en el entorno mediante tierra de cubrición y revegetación de la zona. Sería de gran utilidad poder usar ese material, extraído de la excavación de una corta en Marga Azul, como subbases de carreteras, núcleos de presas o incluso, como barreras artificiales para cementerios nucleares subterráneos, para lo cual es necesario abrir un abanico nuevo de líneas de investigación que vayan desde la posibilidad de estudiar la mezcla de la marga con otros materiales para su estabilización, hasta el comportamiento de la misma no sólo ante variaciones de la succión, sino también ante variaciones térmicas, enrocando esta línea con la preparación de modelos termo-hidro-mecánicos aptos para predecir el comportamiento de la Marga Azul del Guadalquivir.

REFERENCIAS

- Aitchison, G.D.; Bishop, A.W., 1960. Discussion in Pore pressure and suction in soil. 150. London: Butterworths.
- Aitchison, G.D., Woodburn, J.A., 1969. Soil suction foundation design. Proc. 7th I.C.S.M.F.E., México, Vol. 2: 1-8.
- Aitchison, G. D., 1973. The Quantitative Description of the Stress-Deformation Behaviour of Expansive Soil. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Vol. 2, pp. 79–82.
- Aitchison, G. D., Martin, R., 1973. The Quantitative Description of the Stress-Deformation Behaviour of Expansive Soils; 2: A Membrane Oedometer for Complex Stress-Path Studies in Expansive Clays. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Vol. 2, pp. 83–88.
- Al-Homoud, A.S., Basma, A.A., Husein Malkawi, A.I., Al Bashabsheh, M.A., 1995. Cyclic swelling behaviour of clays. Journal of Geotechnical Engineering, 121(7): 562-565.
- Al-Khafaf, S., Hanks, R. J., 1974. Evaluation of the Filter Paper Method for Estimating Soil Water Potential, Soil Science, Vol. 117, No. 4, pp. 194–199.
- Alonso, E.E., Gens, A., Hight, D.W., 1987. Special problem soils. General report. In proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, Vol. 3: 1087-1146.
- Alonso, E.E., Gens, A., Josa, A., 1990. A constitutive model for partially saturated soils. Géotechnique 40, No. 3: 405-430.
- Alonso, E.E., Vaunat, J., Gens, A., 1999. Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. Eng Geol 54:173–183.
- Alonso, E.E., 2005. Las catástrofes y el progreso de la Geotecnia. Lección inaugural del curso 2005. Real Academia de Ingeniería. ISBN: 84-95662-34-5.
- Alonso, E.E., Romero, E., Hoffmann, C., García-Escudero, E., 2005. Expansive bentonite-sand mixtures in cyclic controlled-suction drying and wetting. Engineering Geology, 81, pp. 213-226.
- Alonso, E.E., Gens, A., 2006a. Aznalcóllar dam failure. Part 1: Field observations and material properties. Géotechnique, 56(3): 165-183.
- Alonso, E.E., Gens, A., 2006b. Aznalcóllar dam failure. Part 3: Dynamics of the motion. Géotechnique, 56(3): 203-210.
- Alpan, I., (1957). An apparatus for measuring the swelling pressure in expansive soils. Proc. 4th Conf. On Soils Mechanics Session 5: 5.1-5.60.
- Al-Rawas, A.A., McGown, A., 1999. Microstructure of Omani expansive soils. Can Geotech J 36:272–290.
- Akcanca, F., Aytakin, M., 2012. Effect of wetting-drying cycles on swelling behaviour of lime stabilized sand-bentonite mixtures. Environmental Earth Sciences, 66: 67-74.
- AS 1289.7.1.1-1992: Methods for Testing Soils for Engineering Purposes: Method 7.1.1: Determination of the Shrinkage Index of a Soil; Shrink Swell Index, Standards Australia.
- ASTM D3152-72. Standard test method for capillary-moisture relationships for fine-textured soils by pressure-membrane apparatus. Annual Book of ASTM Standards, vol 04.08.

- ASTM D5298-03. Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. Annual Book of ASTM Standards, vol 11.03.
- ASTM D6836 - 02(2008)e2. Standard test methods for determination of the soil water characteristic curve for desorption using a hanging column, pressure extractor, chilled mirror hygrometer, and/or centrifuge. Annual Book of ASTM Standards, vol 04.09.
- Avila, G.E., (2004). Estudio de la retracción y el agrietamiento de las arcillas. Aplicación a la arcilla de Bogotá. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Balmaceda, A.R., (1991). Suelos compactados. Un estudio teórico y experimental. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Barden, L., 1965. Consolidation of compacted and unsaturated clays. *Géotechnique*, 15 (3): 267-286.
- Barden, L., Madedor, A.O., Sides, G.R., 1969. Volume change characteristics of unsaturated clays. *J. Soil Mech. Found. Div. A.S.C.E.* 95, SM1: 33-51.
- Basma, A.A., Al-Homoud, A.S., Malkawi, A.I.H., Al-Bashabsheh, M.A., Swelling-shrinkage behavior of natural expansive clays. *Applied Clay Science*, 11:211-227.
- Berkowitz, B., Ewing, R.P., 1998. Percolation theory and network modeling applications in soil physics. *Surveys in Geophysics*, 19:23-72.
- Bishop, A.W., 1959. The principle of effective stress. *Teknik Ukeblad*, 39: 859-863.
- Bishop, A.W., 1967. Progressive failure: with special reference to the mechanism causing it. *Proceedings of the Geotechnical Conference on Shear Strength Properties of Natural Soils and Rock. Oslo. Vol. 2: 142-150.*
- Blatz, J., Cui, Y.J., Oldecop, L.A., (2008). Vapour equilibrium and osmotic technique for suction control. *Geotech Geol Eng.* doi:10.1007/s10706-008-9196-1.
- Blight, G.E., 1965. A study of effective stress for volume change, in Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. *Sidney Butterworths*: 259-269.
- Blight, G.E., 1997. Interaction between the atmosphere and the earth. *Geotechnique*, 47(4), 715-767.
- Bogner A, Jouneau P-H., Thollet G, Basset D, Gauthier C (2006). A history of scanning electron microscopy developments: towards “wet-STEM” imaging. *Micron* 38(4):390-401.
- Bocking, K.A., Fredlund, D.G., 1980. Limitations of the axis translation technique. *IV International Conference on Expansive Soils, Denver.* 1:117-135.
- Booth, A.R., 1975. The factors influencing collapse settlement in compacted soils. *Proc. 6th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Durban, Vol. 1: 57-63.*
- Briaud, J.-L., Zhang, X., Moon, S., 2003. Shrinkage test- water content method for shrinkage and swell predictions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(7), 590-600.
- Brinch Hansen, J., 1966. Stress-strain relationships for sand. *Danis Geotech. Inst., Bul.* 20: 8-14.
- Buenfil, C.M., 2007. Caracterización experimental del comportamiento hidromecánico de una arcilla compactada. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Bulut R, Hineidi SM, Bailey B (2002) Suction measurements filter paper and chilled mirror psychrometer. In: *Proceedings of the Texas Section American Society of Civil Engineers, Fall Meeting, Waco, 2-5 October.*

- Bulut, R., Leong, E.C., 2008. Indirect measurement of suction. *Geotech Geol Eng.* 26, 633-644. DOI: 10.1007/s10706-008-9197-0.
- Bulut R, Lytton RL, Wray WK (2001) Soil suction measurements by filter paper. In: Vipulanandan C, Addison MB, Hasen M (eds) *Expansive clay soils and vegetative influence on shallow foundations*, ASCE geotechnical special publication no. 115. Houston, Texas, pp 243–261.
- Bulut R, Wray WK (2005) Free energy of water suction in filter papers. *Geotech Test J* 28(4):355–364.
- Burland, J. B., 1965. Some Aspects of the Mechanical Behaviour of Partly Saturated Soils. *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, A Symposium in Print, Butterworths, Australia, pp. 270–278.
- Cameron, D. A., Walsh, P. F., 1984a. Evaluation of Soil Reactivity: The Instability Index. Combined Seminar of Institution of Engineers Structural Branch and Geotechnical Society, Melbourne.
- Cameron, D. A., Walsh, P. F., 1984b. The Prediction of Moisture Induced Foundation Movements Using the Instability Index. *Australian Geomechanics*, No. 8.
- Cameron, D. A., 1989. Tests for Reactivity and Prediction of Ground Movement. *Civil Engineering Transactions*, I.E. Aust., Vol. 3, pp. 121–132.
- Chandler, R. J. and Gutierrez, C. I., 1986, “The Filter-Paper Method of Suction Measurement,” *Geotechnique*, Vol. 36, No. 2, pp. 265–268.
- Chandler, R. J., Crilly, M. S., and Montgomery-Smith, G., 1992, “A Low Cost Method of Assessing Clay Desiccation for Low-Rise Buildings,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 92, No. 2, pp. 82–89.
- Chang, R.K., 1969. Pressure plate apparatus for volumetric measurement of suction, swelling pressure and consolidation in clay soils. *Canadian Geotechnical J.*, Vol. 6. No. 2: 209-212.
- Chen, F.H., 1965. The use of piers to prevent the uplifting of lightly loaded structures founded on expansive clays. *Proc. 1st. Int. Conf. Exp. Soils*, Texas. Vol 1: 152-171.
- Chen, F.H., 1975. *Foundation on Expansive Soils*. Elsevier Scientific Publishing Co., New York, USA.
- Chen, R., Ng, C.W.W., 2013. Impact of wetting-drying cycles on hydro-mechanical behavior of an unsaturated compacted clay.
- Cimentada, A.I., 2009. Análisis experimental en modelo reducido de la consolidación radia y deformación de un suelo blando mejorado con columnas de grava. PhD. Thesis. ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Santander.
- Coffey and Partners Pty. Ltd., 1984. Specification for Swelling Soil Design Method. Report to the Builders Licensing Board, Report No. S7032/3-AD.
- Coffey and Partners Pty. Ltd., 1985. Sydney Swelling Soils Study: Analysis of Data. Report to the Builders Licensing Board, Report No. S7032/2-AD.
- Collins, K., y McGown, A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique*, 24: 223-254.
- Collins, J.A., 1993. *Failure of materials in mechanical designs: analysis, prediction and prevention*. 2nd ed. Edt. John Wiley & Sons. ISBN: 9780471558910.
- Cox, D.W., 1978. Volume change of compacted clay fill. *Clay fill*, London, ICE: 79-86.

- Croney, D., Coleman, J.D., 1948. Soil thermodynamics applied to the movement of moisture in road foundations. Proceedings of the Seventh International Congress of Applied Mechanics. London. Vol. 3: 163-177.
- Croney, D., Coleman, J.D., 1954. Soil structure in relation to soil suction (pF). Journal of Soil Science, 5(1): 75-84.
- Croney, D., Coleman, J.D., 1960. Proceedings of Conference on Pore Pressure and Suction in Soils. Institution of Civil Engineers. Butterworths, London, pp. 31-37.
- Cuellar, V., 1978. Análisis crítico de los métodos existentes para el empleo de arcillas expansivas en obras de carreteras y recomendaciones más idóneas para su uso habitual en España. Laboratorio de Transportes. CEDEX. Madrid.
- Cui, Y.J., Delage, P., 1996. Yielding and plastic behaviour of an unsaturated compacted silt. Geotechnique, 46(2):291-311.
- Cui, Y.J., Loiseau, C., Delage, P., 2002. Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration. Proceedings of 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil,. In: Juca' JFT, de Campos TMP, Marinho FAM (eds) Unsaturated Soils, vol 2. A.A. Balkema Publishers, Lisse, pp 593-598, 10-13. March 2002.
- Cuisinier, O., Masrouri, F., (2004). Testing the hydromechanical behavior of a compacted swelling soil. Geotech Test J. 27(6): 598-606
- Cuisinier, O., Masrouri, F., 2005. Compressibility and fabric of an unsaturated compacted swelling soil. Proceedings of International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, Trento, Italy, 27-29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds). Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics. Taylor, Francis Group, London, pp 411-417.
- Delgado, A., 1986. Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno. PhD Thesis. ETS de Arquitectura. Universidad de Sevilla.
- Delage, P., Howat, M., Cui, Y.J., (1998). The relationship between suction and swelling properties in a heavily compacted unsaturated clay. Eng Geol 50(1-2):31-48.
- Dhowian, A.W., 1990. Field performance of expansive shale formation. Journal of King Abdulaziz University. Engineering Sciences, 2, 165-82.
- Diamond, S., (1970). Pore size distribution in clays. Clays ClayMiner 18:7-23.
- Di Mariano, A., (2000). Le argille a scaglia ed il ruolo della suzione sulla loro deformabilità. PhD Thesis. Università di Catania et di Palermo. Italy.
- Dif, A.E., Bluemel, W.F., 1991. Expansive soils under cyclic drying and wetting. Geotechnical Testing Journal, 14(1): 96-102.
- Donald, I.B., 1963. Effective stress parameters in unsaturated soils. Proc. 4th Australia-New Zealand Conf. on SMFE, Adelaide, pp.41-46.
- Dudley, A., 1970. Review of collapsing soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proc. Of the American Society of Civil Engineer.
- Escario, V., 1965. International panel review engineering effects of moisture changes in soils. 1st International Research and Engineering Conference. Texas. Pp: 24-25.

- Escario, V., 1967. Measurement of the swelling characteristics of a soil fed with water under tension. Int. Cooperative Research on the Prediction of Moisture Content under Roads Pavements, O.C.D.E., Madrid-Metting.
- Escario, V., 1969. Determination of the geotechnical characteristics of expansive soils. Proc. 2nd Int. Conf. Exp. Soils, Texas, pp. 114-120.
- Escario, V., Sáez, J., 1973. Measurement of the properties of swelling and collapsing soils under controlled suction. Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa: 196-200.
- Escario, V., Sáez, J., 1987. The shear strength under high suction values. Written discussion. Session 5, Proc. 9th European Conf. On Soil Mech. And Fdn. Eng., Vol. 3. Balkema, Dublin: 1157.
- Esteban, F., 1990. Caracterización de la expansividad de una roca evaporítica. Identificación de los mecanismos de hinchamiento. Tesis doctoral de la Universidad de Cantabria, Santander.
- Fernández, B.S., 1979. Estudio de las propiedades geotécnicas de las arcillas azules del Guadalquivir con especial aplicación a la estabilidad de los taludes naturales a largo plazo. PhD Thesis, Universidad Politécnica de Madrid.
- Fityus, S. G., 1996. The Effect of Initial Moisture Content and Remoulding on the Shrink-Swell Index. Proceedings of the 7th Australian-New Zealand Conference on Geomechanics. Institution of Engineers Australia, Adelaide, pp. 388-393.
- Fityus, S., Smith, D.W., 1998. A simple model for the prediction of free surface movements in swelling clay profiles. Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, China, 473-478.
- Fityus, S. G., Smith, D. W., Allman, M. A., 2004. An Expansive Soil Test Site near Newcastle. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (manuscript GT-22688 to appear June 2004).
- Fityus, S.G., Cameron, D.A., Walsh, P.F., 2005. The shrink swell test. Geotechnical Testing Journal, 28(1): 1-10.
- Fredlund, D.G., 1969. Consolidometer test procedural factors affecting swell properities. Proc. 2nd Int. Conf. Exp. Soils, Texas, pp. 435-456.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., 1976. Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. Can. Geotech. J. 13, No 3: 261-276.
- Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R., 1977. Stress state variables for unsaturated soils. J. Geotech. Div. A.S.C.E. 103, GT5: 447-466.
- Fredlund, D.G., 1979. Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. Can. Geotech. J. 16 No 1: 121-139.
- Fredlund, D.G., 1983. Prediction of ground movements in swelling clays. 31st Annual Soil Mechanics and Found Engineering Conference. University of Minnesota, Minneapolis.
- Fredlund, D.G., Rahardjo, H., 1993. Soil mechanics for unsaturated soils. John Wiley & Sons, INC., New York.
- Gallipoli, D., Gens, A., Sharma, R., Vaunat, J., 2003. An elasto-plastic model for unsaturated soil incorporating the effects of suction and degree of saturation on mechanical behaviour. Géotechnique, 53(1): 123-135.
- Galán, E., González, I., 1993. Contribución de la mineralogía de arcillas a la interpretación de la evolución paleogeográfica del serctor occidental de la cuenca del Guadalquivir. Estudios Geológicos, 49: 261-275.

- Galera, J.M., Checa, M., Pérez, C., Williams, B., Pozo, V., 2009. Caracterización de detalle de las margas azules del Guadalquivir mediante ensayos in situ y de laboratorio. *Ingeopres.* 186: 16-22. ISSN 1136-4785.
- Gan, J.K.M., Fredlund, D.G., Rahardjo, H., (1988). Determination of the shear strength of unsaturated soils. *Can. Geotech. J.*, 25: 500-510.
- Gee G, Campbell M, Campbell G (1992) Rapid measurement of low soil potentials using a water activity meter. *Soil Sci Soc Am J* 56:1068–1070.
- Gee, G.W., Ward, A.L., Zhang, Z.F., Campbell, G.S., Mathison, J., (2002). The influence of hydraulic nonequilibrium on pressure plate data. *Vadose Zone J.* 1:172–178.
- Gens, A. y Alonso, E.E. (1992). A framework for the behaviour of unsaturated expansive clays. *Can. Geotech. J.* 29: 1013-1032.
- Gens, A., Alonso, E.E., 2006. Aznalcóllar dam failure. Part 2: Stability conditions and failure mechanism. *Géotechnique*, 56(3): 185-201.
- Gordon, R., 1992. A model for predicting expansive soil behaviour. *Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils.* Volume 1, pp 1-6. Dallas. Texas.
- Gould, S.J.F., Kodikara, J., Rajeev, P., Zhao, X.L., Burn, S., 2011. A void ratio-water content-net stress model for environmentally stabilized expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 48: 867-877.
- Greacen, E. L., Walker, G. R., and Cook, P. G., 1987, "Evaluation of the Filter Paper Method for Measuring Soil Water Suction," *International Conference on Measurement of Soil and Plant Water Status*, pp. 137–143.
- Gromko, G.J., 1974. Review of expansive soils. *Journal of the Geot. Eng. Div. A.S.C.E.*, Vol. 100 GT6: 667-6687.
- Hamberg, D.J., Nelson, J.D., 1984. Prediction of floor slab heave. *Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils*, Adelaide, South Australia, 137-140.
- Hilf, J.W., (1956). An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils. Ph.D. thesis, Technical Memorandum 654, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Hoffmann, C., Romero, E., Alonso, E.E., (2005). Combining different controlled-suction techniques to study expansive clays. *International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, June 27–29.
- Holtz, W.G., 1959. Expansive clays: Properties and problems. *Quartely of the Colorado School of Mines*, Vol. 54(4): 89-125.
- Houston, S. L., Houston, W. N., and Wagner, A. N., 1994, "Laboratory Filter Paper Suction Measurements," *Geotechnical Testing Journal*, Vol. 17, No. 2, pp. 185–194.
- Jaksa, M.B., Cavagnaro, R.L., Cameron, D.A., 1997. Uncertainties associated with the visual tactile method for quantifying the reactivity of expansive soils. *Australian Geomechanics.* 31, 84-91.
- Jennings, J.E.B, Knight, K., 1957. The prediction of total heave from the double oedometer test. *Transactions of the South African Institute of Civil engineering*, Vol. 7, pp. 285-291.
- Jennings, J.E.B., Burland, J.B., 1962. Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils. *Géotechnique.* 12(2):125–144.

- Jennings, J.E.B., Firtu, R.A., Ralph, T.k., Nagar, N., 1973. An improved method for predicting heave using the oedometer test. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Haifa, Israel, Vol. 2, pp: 149-154.
- Jennings, J.E.B., Knight, K., 1975. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Sixth Reg. Conf. for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, South Africa.
- Jenkins, L.M., Donald, A.M., 2000. Observing fiber swelling in water with an environmental scanning electron microscope. *Textil Res J.* 70:269-276.
- Jiménez, J.A., Justo, J.L., Romana, M., Faraco, C., 1973. The collapse of gypseus silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates. *Proc. 8th I.C.S.M.F.E.*, Moscú : 161-190.
- Jiménez, J.A., De Justo, J.L., 1975. *Geotecnia y Cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas.* Edt. Rueda. Madrid. ISBN: 84-7207-008-5.
- Jiménez, J.A., De Justo, J.L., Serrano, A., 1981. *Geotecnia y Cimientos II. Mecánica del Suelo y de las Rocas.* Edt. Rueda. Madrid. ISBN: 84-7207-021-2.
- Johnson, L. D., McAnear, C. L., 1973. Controlled Field Tests of Expansive Soils- Proceedings of the Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction. University of Wyoming, Laramie. Vol. 1, pp. 137-159.
- Johnson, L.D., Snethen, D.R., 1978. Prediction of potential heave of swelling soils. *Geotechnical Testing Journal*, 1(3), 117-124.
- Josa, A., 1988. Un modelo elastoplástico para suelos no saturados. Ph.D. Tesis, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Josa, A. Balmaceda, A., Gens, A., Alonso, E., 1992. An elastoplastic model for partially saturated soils exhibiting a maximum of collapse. *Computational Plasticity -Fundamentals and Applications.* Pineridge Press, p. 815-826.
- Justo, J.L., Delgado, A., Ruiz, J., 1984. The influence of stress-path in the collapse-swelling of soils at the laboratory. *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils*, Adelaide: 67-71.
- Justo, J.L., Llorca, J., Orihuela, J.M., 1992. Estabilización de la ladera de El Carambolo de Sevilla mediante pantalla de pozos drenantes y drenes californianos. III Simposio Nacional sobre Taludes y Laderas Inestables. La Coruña. Vol II: 557-565.
- Justo, J.L., 1994. Pasado y futuro del Metro de Sevilla. Servicio de publicaciones de la Universidad de Sevilla. Secretariado de Publicaciones. ISBN: 81-172-0179-01. Sevilla.
- Justo, J.L., Vázquez, M., 2011. A model for capillary pressure in unsaturated granular soils within the pendular saturation regime. *Fifth International Conference on Unsaturated Soils.* Barcelona, Spain. Vol. I: 151-156.
- Katti, D.R., Shanmugasundaram, V., 2001. Influence of swelling on the microstructure of expansive clays. *Can Geotech J* 38:175-182.
- Kodikara, J.K., Choi, X., 2006. A simplified analytical model for desiccation cracking of clay layers in laboratory tests. *Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils.* Geotechnical Special Publication, 147, pp. 2558-2569.
- Kong LW, Guo AG, Zhao YW, Liu YY (2005) Influence of moisture content on porosity features of Red clay. *Proceedings International Symposium on Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics*, Trento, Italy, 27-29 June 2005. In: Tarantino A, Romero E, Cui YJ (eds) *Advanced experimental unsaturated soil mechanics.* Taylor, Francis Group, London, pp 419-424.

- La Rochelle, P., Lefebvre, G., 1971. Sampling disturbance in Champlain Clays. ASTM STP 483:143-163.
- Ladd, C.C., Bailey, W.A., 1964. Correspondencia. *Géotechnique*. Vol. 14: 353-358.
- Lambe, T.W., Whitman, R.V., 1959. The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines*, Vol. 54 (4): 33-66
- Lambe, T.W., 1960. A mechanistic picture of shear strenght in clay. *Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strenght on Cohesive Soils*, Boulder, Colorado.
- Leong E-C, He L, Rahardjo H (2002) Factors affecting the filter paper method for total and matric suction measurements. *Geotech Test J* 25(3):322–333.
- Leong, E.C., Tripathy, S., Rahardjo, H., (2004). A modified pressure plate apparatus. *Geotech Test J*. 27(3):322–331.
- Lloret, A., E.E. Alonso, 1980. Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour. *Géotechnique* 30, No 4, 449-447.
- Lloret, A., (1982). Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya.
- Lloret, A., E.E. Alonso, 1985. Comportamiento de suelos parcialmente saturados. *Revista de Obras Públicas*, Mayo-Junio 1985. Pp: 435-461.
- Lloret, A., Villar, M.V., Sanchez, M., Gens, A., Pintado, X., Alonso, E.E., (2003). Mechanical behaviour of heavily compacted bentonite under high suction changes. *Géotechnique*. 53(1): 27–40.
- Lorentz, S.A., DurnFord, D.S., Corey, A., (1993). Liquid retention measurement on porous media using a controlled outflow cell. In: *Proceedings of American Society of Agronomy Crop Science Society of America Soil Science Society of America 1991 annual meeting*. Denver, Colorado.
- Lytton, R.L., 1977. Foundations in expansive soils. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. C.S. Desai and J.T. Christian, (Eds.), McGraw Hill, N. Y. 427 - 457.
- Marinho, F. A. M. 1994. Shrinkage behavior of some plastic clays. PhD Thesis, Imperial College, University of London.
- Marinho, F.A.M., Take, W.A., Tarantino, A., (2008). Measurement of matric suction using tensiometric and axis translation techniques. *Geotechnical and Geological Engineering*. 26(6): 615-631.
- Marinho, F.A.M., Oliveira, O.M., 2006. The filter paper method revised. *ASTM Geotech Test J*, USA. 29(3):250–258.
- Martin, R.T., 1996. Quantitative fabric of wet kaolinite. *Clays & Clay Minerals*. *Proc. 14th National Clay Conference*. 271-297.
- Masrouri, F., Bicalho, K.V., Kawai, K., 2008. Laboratory hydraulic testing in unsaturated soils. *Geotech Geol Eng*. 26, 691-704. DOI: 10.1007/s10706-008-9202-7.
- Maswoswe, J., 1985. Stress path for compacted soil during collapse due to wetting. Ph.D. Thesis, Imperial college, London.
- Matyas, E.L., Radhakrishna, H.S., (1968). Volume change characteristics of partially saturated soils. *Géotechnique* 18(4):432 – 448.
- McKeen, R. G., 1980. Field Studies of Airport Pavements on Expansive Soils. *4th International Conference on Expansive Soils*, pp. 242–261.

- McKeen, R. G., 1992. A Model for Predicting Expansive Soil Behaviour. Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils, Dallas, TX, Vol. V1, pp. 1–6.
- McQueen, I. S. and Miller, R. F., 1968a, “Determination of a Soil Moisture Potential,” *Water in the Unsaturated Zone*, P. E. Rijtema and H. Wassink, Eds., International Association of Science and Hydrology Publication No. 82, pp. 147–155.
- Meade, R.H., 1961. X-ray diffractometer methods for measuring preferred orientation in Clays. U.S. Geological Survey Paper. 424B. B273-B276.
- Meintjes, H.A.C., 1992. Suction-load-strain relations in expansive soil. Proceedings of the 7th International Conference on Expansive Soils. Volume 1, pp 51-54. Dallas. Texas.
- Metro de Sevilla, 2008. Proyecto modificado nº 4 de la Línea 1 interurbana. Anejo nº 7. UTE Metro de Sevilla.
- Mitchell, P.W., 1979. The structural analysis of footings on expansive soil. Research Rpt. No. L. K. W. G. Smith & Assoc., Newton.
- Mitchell, P. W., Avalle, D. L., 1984. A Technique to Predict Expansive Soil Movements. Proceedings of the 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide, South Australia, pp. 124–130.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (MOPU), 2010a. Estudio previo de terrenos. Itinerario Badajoz-Sevilla, tramo Venta del Alto-Sevilla. Dirección General de Carreteras.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (MOPU), 2010b. Estudio previo de terrenos. Itinerario Sevilla-Ayamonte, tramo Manzanilla-Ayamonte. Dirección General de Carreteras.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (MOPU), 2010c. Estudio previo de terrenos. Itinerario Córdoba-Sevilla, tramo Lora del Río-Carmona. Dirección General de Carreteras.
- Mitchell, J.K. (1993). Fundamentals of soil behaviour. John Wiley & Sons, Inc., New York, 2nd ed.
- Moore, P.J., Millar, D.V., (1971). The collapse of sands upon saturation. Proc. Of the 1st Australia-New Zealand Conf. on Geomechanics, Melbourne. Vol. 1: 54-60.
- Musso G, Romero E, Gens A, Castellanos, E., 2003. The role of structure in the chemically induced deformations of Febex bentonite. Appl Clay Sci 23:229–237.
- Nelson, J. D., Miller, D. J., 1992. Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering. John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- Nelson, J.D., Reichler, D.K., Cumbers, J. M., 2006. Parameters for heave prediction by oedometer tests. Proceedings of the 4th International Conference on Unsaturated Soils. Carefree, Arizona, 951 – 961.
- Nowamooz, H., Masrouri, F., 2008. Hydromechanical behavior of an expansive bentonite/silt mixture in cyclic suction-controlled drying and wetting tests. Engineering Geology, 101, pp. 154-164.
- Nowamooz, H., Masrouri, F., 2010. Influence of suction cycles on the soil fabric of compacted swelling soil. Comptes Rendus Geoscience, 342: 901-910.
- Odom, E.I., 1967. Clay fabric and its relations to structural properties in mid-continental Pennsylvanian sediments. Journal of Sedimentary Petrology, 37: 610-623.
- Olson, R.E., Langfelder, L.J., 1965. Pore water pressure in saturated soils. ASCE J Soil Mech Found Div SM4:127–150.
- Penumadu D, Dean J (2000) Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. Can Geotech J 37:393–405.

- Perconing, E., 1964a. La estratigrafía del Mioceno en Andalucía Occidental (España). El límite oligoceno mioceno y la fase terminal marina del mioceno. II Congreso CMNS Madrid-Sabadell. Vol. 1: 219-228.
- Perconing, E., 1964b. La tectónica del Mioceno de la Cuenca del Guadalquivir (España Meridional). Curs. Y Conf. Fasc. IX. Pp. 271-273. Madrid.
- Pintado, X., 2002. Caracterización del comportamiento termo-hidro-mecánico de arcillas expansivas. Ph.D Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Portero, J.M., Alvaro, M., 1984. La Depresión del Guadalquivir cuenca de antepaís durante el Neógeno. Génesis, evolución y relleno final. I Congreso Español de Geología. Vol. 3: 241-252.
- Pousada, E., 1984. Deformabilidad de la arcillas expansivas bajo succión controlada. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas. CEDEX. Madrid. ISBN: 84-398-2554-4.
- Puppala, A.J., Manosuthikij, T., Chittoori, B.C.S., 2013. Swell and shrinkage characterizations of unsaturated expansive clays from Texas. *Engineering Geology*, 164, 187-194.
- Puppala, A.J., Manosuthikij, T., Chittoori, B.C.S., 2014. Swell and shrinkage strain prediction models for expansive clays. *Engineering Geology*, 168, 1-8.
- Power, K.C., Vanapalli, S.K., Garga, V.K., 2008. A revised contact filter paper method. *Geotechnical Testing Journal*, 31(6):1-9.
- Rao, K. S., Satyadas, G. C., 1987. Swelling Potential with Cycles of Swelling and Partial Shrinkage. *Proceedings 6th International Conference on Expansive Soils*, Vol. 1, New Delhi, India, pp. 137-142.
- Rengmark, F., Erikson, R., (1953). Apparatus for investigation of swelling, compression and elastic properties of soils. *Proc. 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1: 180-183.
- Richards, L.A., 1941. A pressure-membrane extraction apparatus for soil solution. *Soil Sci.* 51:377-386.
- Richards, B.G, 1967. Moisture flow and equilibrium in unsaturated soils for shallow foundations. *Permeability and Capillarity of Soils*, ASTM STP 417, ASTM Internacional, West Conshohocken, PA, pp: 4-34.
- Ridley, A.M., Wray, W.K., 1996. Suction measurement. A review of current theory and practices. *Proceedings of 1st International Conference on Unsaturated Soils*. París. France. ISBN: 90-5410-583-6. pp 1293-1322.
- Rodriguez Ortiz, J.M., 1975. Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento. *Bol. Inf. Lab. Transp.* N° 108: 3-30.
- Roldán, F.J., 1988. Implicaciones de materiales triásicos en la Depresión del Guadalquivir. I Congreso Geológico Español. Vol.1: 289-292.
- Romero, E., (1999). Thermo-hydro-mechanical behaviour of unsaturated Boom clay: an experimental study. Ph.D Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Romero, E. and Simms, P.H., 2008. Microstructure investigation in unsaturated soils: A review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. *Geotech Geol Eng.* 26(6): 705-727. Doi:10.1007/s10706-008-9204-5.
- Russam, K., 1961. Estimation of subgrade moisture distribution. *Transportation and Communication Monthly Review*, Vol. 176, pp 151-159.
- Schreiner, H.D., 1988. Volume change of compacted highly plastic African clays. Ph.D. Thesis Imperial College, University of London.

- Schofield, A.N., 1935. The pF of the water in soil. Trans. 3rd Int. Cong. Soil Science, Vol. 2: 37-48.
- Seed, H. B., Chan A.M., 1959. Structure and strength characteristics of compacted clays. Journal of SoilMechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 85, SM5: 87-128.
- Seed, H.B., Woodward, R.J., Lundgren, R., 1962. Prediction of swelling potential for compacted clays. Proc. ASCE. J. Soil Mechanics and Foundations Division, 88:53-87.
- Sibley, J.W., Williams, D.J., 1990. A new filter material for measuring soil suction. Geotechnical Testing Journal, 13(4): 381-384.
- Simms PH, Yanful EK (2001) Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil-water characteristic curve tests. Can Geotech J 38:741–754.
- Simms PH, Yanful EK (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. Ge´otechnique 52(4):269–278.
- Simms PH, Yanful EK (2005). A pore-network model for hydromechanical coupling in unsaturated compacted clayey soils. Can Geotech J 42:499–514.
- Sivakumar, V., (1993). A critical state framework for unsaturated soil. Ph. D. Thesis, University of Sheffield, U.K.
- Skempton, A.W., 1953. The colloidal activity of clay. Proceeding of Third Intern. Conf. Soil. Mech. Vol. 1: 5-61.
- Snethen, D.R., 1980. Characterization of expansive soils using soil suction data. Proceedings of the 4th International Conference on Expansive Soils, Denver, Colorado, 54–75.
- Sparks, A.D.W., 1963. Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils. Proc. 3rd. Reg. Conf. for Africa en SMFE, Salisbury, Vol. 1, pp. 215-218.
- Stephens, R., Fateni, A., Fuchs, H., 2001. Metal fatigue in Engineering. 2nd ed. Edt. John Willey & Sons. ISBN: 9780471510598.
- Tang, A-M., Cui, Y-J., (2005). Controlling suction by the vapour equilibrium technique at different temperatures and its application in determining the water retention properties of MX80 clay. Can. Geotech J. 42: 287–296.
- Toll, D.G., 1990. A Framework for unsaturated soil behaviour. Geotechnique, 40(1): 31-44.
- Toll, D.G., Ong, B.H., 2003. On the shear strength of unsaturated soils. In: International Conference on problematic soil. Nottingham. UK. Vol. I: 127-136.
- Tripathy, S., Rao, K.S.S., 2009. Cyclic swell-shrink behaviour of a compacted expansive soil. Geotechnical and Geological Engineering, 27, pp. 89-103. Doi 10.1007/s10706-008-9214-3.
- Tsige, M., 1999. Microfábrica y mineralogía de las arcillas azules del Guadalquivir: influencia en su comportamiento geotécnico. CEDEX. Ministerio de Fomento. Madrid. ISBN: 84-498-0426-4.
- UNE 103601:1996. Ensayo del hinchamiento libre de un suelo en edómetro. Asociación Española de Normalización y Certificación AENOR. Madrid.
- UNE 103602:1996. Ensayo para calcular la presión de hinchamiento de un suelo en edómetro. Asociación Española de Normalización y Certificación AENOR. Madrid
- Uriel, S., Oteo, C., 1976. Propiedades geotécnicas de las Margas Azules de Sevilla. Simposio Nacional Sobre Rocas Blandas. Madrid. Memoria nº1: 227-236.

- Vanapalli, S.K., Nicotera, M.V., Sharma, R.S., 2008. Axis-translation and negative water column techniques for suction control. *Geotech Geol Eng.* doi:10.1007/s10706-008-9206-3.
- Vanapalli, S.K., Lu, L., Oh, W.T., 2010. A simple technique for estimating the *1-D* heave in expansive soils. *Proceedings of the 5th International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona, Spain. September 6-8, 2010.* eds: Alonso, E & Gens, A., CRC Press, Vol. 2: pp. 1201-1207.
- Vanapalli, S.K., Lu, L., 2012. A state-of-the art review of 1-D heave prediction methods for expansive soils. *International Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 6: 15-45.
- Vaughan, P.R., 1985. Mechanical and hydraulic properties of in-situ soils. General Report. Sess. 2 Proc. 1st Int. Conf. in Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia.
- Vaunat, J., Romero, E., Jommi, C., 2000. An elastoplastic hydro-mechanical model for unsaturated soils. *International Workshop On Unsaturated Soils: Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils, Trento, Italy.* A.A. Balkema: 21-138.
- Vázquez, M., 2009. Modelo de cohesión aparente en suelos granulares bajo régimen de saturación pendular. Tesina. Departamento de Mecánica de Medios Continuos, Teoría de Estructuras e Ingeniería del Terreno. Universidad de Sevilla.
- Vázquez, M., Durand, P., Justo, J.L., 2010. Soil-Water Characteristic Curve (SWCC) and volumetric deformation law for a plastic clay under high suction. *Unsaturated Soils. Vol. 1: 509-512.* ISBN: 978-0-415-60428-4. Edt. Taylor & Francis Group. London.
- Vázquez, M., Justo, J.L., Durand, P., 2013. A simplified model of collapse-suction in soils. *Challenges and Innovation in Geotechnics: 18th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* París (Francia).
- Viguer, C., 1977. Les grands traits de la tectonique du Bassin Neogeno du Bas-Guadalquivir. *Bol. Geol. Min., Tomo LXXXVIII:* 39-44.
- Vijaveriya, V.N., Ghazzaly, O.I., 1973. Prediction of swelling potential for natural clays. *Proc. 3rd Int. Conf. Exp. Soils. Haifa. Vol 1:* 227-236.
- Vilar, O.M., 1995. Suction controlled oedometer tests on a compacted clay. *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, Paris.* E.E. Alonso and P. Delage, Balkema / Presses des Ponts et Chaussées, 1: 201-206.
- Villar, M.V., 2000. Caracterización termo-hidro-mecánica de una bentonita de Cabo de Gata. Ph.D. thesis, Universidad Complutense de Madrid, Madrid, Spain.
- Villar MV, Lloret A., 2001. Variation of the intrinsic permeability of expansive clays upon saturation. In: Adachi K, Fukue M (eds) *Clay Science for Engineering.* A.A. Balkema, Rotterdam, pp 259–266.
- Walker SC, Gallipoli D, Toll DG (2005) The effect of structure on the water retention of soil tested using different methods of suction measurement. In: *International symposium on advanced experimental unsaturated soil mechanics, Trento, 27–29 June.*
- Wang, Q., Pufahl, D.E., Fredlund, D.G., 2002. A study of critical state on an unsaturated silty soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 39: 213-218.
- Wei QF, Wang XQ., 2003. Dynamic characterisation of industrial textiles using an environmental scanning electron microscope. *J Indust Text* 33(2):101–110.
- Wheeler, S.J., Sivakumar, V., 1993. Development and application of a critical state model for unsaturated soils. In: *Predictive Soil Mechanics, Houlby, G.T. And Schofield, A.N. (Eds).* Thomas Telford, London, pp 709-728.

- Wheeler, S.J., Sivakumar, V., 1995. An elastoplastic critical state framework for unsaturated soils. *Geotechnique*. 45(1): 35-53.
- Wray, W. K., 1988. Mass Transfer in Unsaturated Soils: A Review of Theory and Practices. *Proceedings of the 2nd International Conference on Unsaturated Soils, Beijing, China*, pp. 99– 155.
- Yoshida, R.T., Fredlund, D.G., Hamilton, J.J., 1983. The prediction of total heave of a slab on grade floor on Regina clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1): 69–81.
- Yudhbir, 1982. Collapsing behaviour of residual soils. *Proc. 7th Southeast Asian Geot. Conf., Hong-Kong*, Vol.1: 915-930.
- Yuk Gehling, W.Y. (1994). *Suelos expansivos: estudio experimental y aplicación de un modelo teórico*. PhD Thesis. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Zemenu, G., Martine, A., Cojean, R., 2009. Analyse du comportement d'un sol argileux sous sollicitations hydriques cycliques. *Bulletin of Engineering Geology and the Environmet*, 68: 421-436.
- Zielinski, M., Sentenac, P., Atique, A., Sánchez, M., Romero, E., 2010. Comparison of four methods for determining the soil water retention curve. *Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils. Barcelona, Spain*. Vol 1: 525-530.